

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

MARCEL CELSO MEIRA

**EMPREGO DE BORRACHA DE PNEUS PARA ESTABILIDADES DE TALUDES
RODOVIÁRIOS**

**FLORIANÓPOLIS/SC
2018**

MARCEL CELSO MEIRA

**EMPREGO DE BORRACHA DE PNEUS PARA ESTABILIDADES DE TALUDES
RODOVIÁRIOS**

Trabalho de conclusão do curso de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Liseane Padilha Thives.

FLORIANÓPOLIS
2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Meira, Marcel Celso

Emprego de borracha de pneus para estabilidade de
taludes rodoviários / Marcel Celso Meira ; orientador,
Liseane Padilha Thives, 2018.

106 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Borracha . 3. Pneus . 4.
Estabilidade de taludes. I. Thives, Liseane Padilha . II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

*

FOLHA DE APROVAÇÃO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado e aprovado, em sua forma final, pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 03 de julho de 2018.

Prof.^a. Lia Caetano Bastos, Dr^a.

Chefe de departamento

Banca Examinadora:



Prof.^a. Liseane Padilha Thives, Dr^a.

Orientadora

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

RESUMO

O solo é o material de fundação das obras de Engenharia rodoviária e utilizado na construção de aterros e de taludes. Os solos de jazidas utilizados em aterros podem exibir propriedades que necessitam ser melhoradas para seu emprego. Os parâmetros de coesão e de ângulo de atrito são usados no cálculo da estabilidade de taludes. A qualidade e confiabilidade dos resultados numa análise de estabilidade de taludes são importantes. Como os resultados obtidos são diretamente dependentes dos parâmetros que são necessários e requeridos nos diferentes modelos de análise, a definição de uma adequada modelagem matemática para o problema se torna ainda mais relevante. Com base no desenvolvimento da informática, esses métodos de análise de estabilidade ficaram disponíveis em programas computacionais diversos e executáveis em microcomputadores, facilitando tanto sua difusão como utilização. Neste contexto, este estudo avaliou a melhoria da capacidade do solo pela introdução de diferentes porcentagens de borracha moída de pneus usados. As proporções de borracha, em relação ao peso total de solo foram de 2%, 5%, 10% e 25%. Foram realizadas simulações numéricas para representar situações reais e, através de análises paramétricas foram identificadas dentre as variáveis que influenciam no cálculo do fator de segurança. Foram gerados modelos estatísticos capazes de auxiliar na elaboração de anteprojetos, visando complementar o conhecimento da Geologia de Engenharia, proporcionando maior segurança, economia e confiabilidade tanto a obras, como na ocupação do solo. A questão ambiental, visto que, os pneus usados e velhos são um grande problema de destinação de resíduos. Como resultado as proporções usadas de borracha em todos os casos melhoram os parâmetros de resistência do solo.

Palavras-chave: Análise de estabilidade de taludes, geotecnia, modelagem estatística, borracha.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Esquema simplificado de formação do solo	23
Figura 2. Representação de um solo convencional e o solo orgânico	24
Figura 3. Limites de consistência	26
Figura 4. Terminologia usualmente adotada.	34
Figura 5. Relação de forças na análise de ruptura circular	36
Figura 6. Escorregamentos circulares.....	36
Figura 7. Relação de forças na análise de ruptura circular	37
Figura 8. Escorregamento planar	38
Figura 9. Escorregamento em cunha	38
Figura 10. Geometria do Escorregamento	40
Figura 11. Forças na lamela genérica	45
Figura 12. Esquema estático – Método de Spencer.....	47
Figura 13. Aspecto de diferentes tipos de borracha.....	52
Figura 14. Efeito da fibra de pneu em sucata resistente a compressão simples (USC) de uma amostra (a).....	53
Figura 15. Efeito da fibra de polietileno sobre USC de uma amostra (b)	53
Figura 16. Atterberg limites, a coesão e o ângulo de atrito em função do conteúdo de borracha	54
Figura 17. Arranjos índice de vazios mínimas de embalagem binária de partículas.....	55
Figura 18. Análise granulométrica do solo.....	57
Figura 19. Análise granulométrica do solo.....	58
Figura 20. Determinação do limite de liquidez	58
Figura 21. Análise granulométrica de borracha.....	59
Figura 22. Aspecto de uma mistura homogeneizada (25% de borracha)	60
Figura 23. Densidade máxima seca, dependendo do teor de água para vários teores de borracha	61
Figura 24. Densidade seca máxima, dependendo do teor de borracha.....	61
Figura 25. Teor de água ótimo, dependendo do teor de borracha	62
Figura 26. Aplicação de uma amostra compactada	64
Figura 27. Dispositivo de cisalhamento direto	64
Figura 28. Componentes da caixa de cisalhamento.....	65
Figura 29. Curva de consolidação	66
Figura 30. Mistura com 2% de borracha (Tensão x deformação)	67
Figura 31. Mistura com 2% de borracha (tensões).....	68
Figura 32. Mistura com 2% de borracha (deslocamento).....	68
Figura 33. Coesão dependendo da % de borracha	69
Figura 34. Ângulo de atrito dependendo da % de borracha	70
Figura 35. Slope/w.....	72
Figura 36. Representação da geometria do talude desenhada no programa SLOPE/W.....	72
Figura 37. Representação da tela onde são introduzidos as propriedades do solo no programa SLOPE/W	73
Figura 38. Representação do desenho para definição das linhas da superfície de deslize e grade de centros de rotação no programa SLOPE/W	74
Figura 39. Representação do programa SLOPE/W SOLVE.	74
Figura 40. Representação da demonstração do resultado no programa SLOPE/W CONTOUR	75

Figura 41. Exemplo de um problema	76
Figura 42. Interface realizada	77
Figura 43. Solo sem borracha	78
Figura 44. Teor 2%	79
Figura 45. Teor 5%	80
Figura 46. Teor 10%	81
Figura 47. Teor 25%	82
Figura 48. Cunha de ruptura	83

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Classificação pelo índice de plasticidade.	27
Quadro 2. Classificação proposta por Varnes.	29
Quadro 3. Características dos principais movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira	30
Quadro 4. Classificação de movimentos de massa segundo Magalhães Freire	31
Quadro 5. Fator de segurança (FS) de projeto e admissíveis.	42
Quadro 6. Fator de segurança (FS) e recomendações da Norma NBR11682,2009	43
Quadro 7. Relação da densidade seca pelo teor de borracha.....	62
Quadro 8. Estágios de aplicação de força por tempo	66
Quadro 9. Relação da densidade seca pelo teor de borracha.....	69

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma brasileira, denominação de norma da ABNT

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

USACE – *United States Army Corps of Engineers*

CBR – Índice de Suporte California

USCS - Unified Soil Classification System

HRB - Highway Research Board

LL - Limite de liquidez

LP - Limite de plasticidade

IP – Índice de plasticidade

MEF - Método dos Elementos

FS – Fator de segurança

ASTM - *American Society for Testing and Materials*

Cc - Índice de Compressão

Mv - Coeficiente de variação de volume

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS	13
1.1.1 Objetivo geral	13
1.1.2 Objetivos específicos	14
1.2 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 PNEUS	16
2.1.1 Legislações e os Pneus Inservíveis	18
2.1.1 Origem do solo	21
2.1.2 Tipos de solo quanto à origem e formação	22
2.2 CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS	24
2.3 PLASTICIDADE E CONSISTÊNCIA DOS SOLOS	25
2.4 MOVIMENTOS DE MASSA	27
2.5 RESISTENCIA DOS SOLOS	31
2.5.1 Ângulo de atrito	32
2.5.2 Coesão	33
2.6 ESTABILIDADES DE TALUDES	33
2.6.1 Mecanismos de ruptura	35
2.7 EQUILÍBRIO LIMITE	39
2.8 ANÁLISES LIMITES	41
2.9 MÉTODOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE	44
2.10 TÉCNICAS UTILIZADAS NA SOLUÇÃO DE TALUDES INSTÁVEIS	49
2.11 ESTUDO DE CASO	51
3 MATERIAIS	56
3.1 MATERIAIS	56
3.2.1 Proctor Normal	60
3.2.2 Ensaio	63
3.2.3 Compactação	63
3.2.4 Dispositivo de cisalhamento	64
3.2.5 Consolidação	65
3.2.6 Cisalhamento	67
3.2.7 Resultados da coesão e ângulo de atrito	69

4. MÉTODO	72
5. RESULTADOS	76
6. CONCLUSÕES	85
7. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	86
8. REFERÊNCIAS	96

ANEXOS

ANEXO A	92
----------------	-----------

APÊNDICES

APÊNDICE A	98
-------------------	-----------

1. INTRODUÇÃO

O uso dos pneus usados processados na construção de taludes pode ser uma alternativa viável e depende da granulometria do material a ser incorporado nos solos, bem como características de resistência. A reciclagem de pneus é importante devido à escassez de recursos minerais naturais e aumento dos custos de eliminação de resíduos. A utilização destes pneus usados na construção exige uma consciência das propriedades e limitações com o seu uso (Yoon, 2006).

Taludes são superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, caso das encostas, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros (CAPUTO, 1987).

A mistura da borracha moída dos pneus como, por exemplo, em substituição da fração areia pode melhorar as propriedades mecânicas do solo. E assim estabilizar taludes.

Este trabalho visa a incorporação da borracha e pneus moídos em solos utilizados para aterro e para taludes rodoviários.

Para tanto, o uso de borracha no solo será realizado em laboratório pela substituição da fração areia. De modo a avaliar a resistência, serão realizados ensaios compactação, de Índice de suporte Califórnia (CBR) e de cisalhamento direto. Uma amostra sem adição de borracha será utilizada como referência e a seguir os resultados serão comparados.

Posteriormente, os resultados dos ensaios de resistência serão utilizados como dados de entrada de um *software* para avaliar a estabilidade de taludes.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem como foco avaliar a substituição de fração do solo por borracha de pneus moída para melhoria da resistência mecânica de taludes rodoviários.

1.1.2 Objetivos específicos

Visando o melhoramento da coesão e ângulo de atrito do solo, e assim, melhorar o FS (fator de segurança) os seguintes objetivos específicos foram definidos:

- a) Avaliar a possibilidade de introdução de borracha de pneus em solos;
- b) Verificar a estabilidade de taludes com o uso de frações de borracha moída;
- c) Comparar os resultados de resistência mecânica com solo sem mistura com borracha;
- d) Utilizar os dados obtidos através dos ensaios para entrada em um *software* de estabilidade de taludes.

1.2 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução

No primeiro capítulo, faz-se a apresentação geral do assunto e dos objetivos, os quais delimitaram as diretrizes deste trabalho. É também apresentada a estrutura e a organização do trabalho.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica

O segundo capítulo aborda aspectos da literatura referentes ao tema do trabalho: tipos de solo, origem, classificação geotécnica. Índices de plasticidade e consistência dos solos.

Movimentos de massa e seus tipos e definições. Resistência a ruptura e seus parâmetros como: coesão, ângulo de atrito e peso específico. E mecanismos de ruptura de na análise de taludes.

A ênfase do trabalho será dada na melhor porcentagem de mistura de borracha que leva a um aumento no fator de segurança.

Capítulo 3 – Método e área de estudo

No terceiro capítulo é exposta a caracterização da área de estudo, o método utilizado e os ensaios de laboratórios para:

- a) Avaliação de um solo cuja fração areia pode ser substituída (análise granulométrica) e análise da granulometria da borracha de pneus;
- b) Ensaios de compactação, adensamento e cisalhamento direto para o solo convencional;
- c) Substituição da fração areia do solo convencional por borracha de pneus usados em

proporções variadas, em função da granulometria do solo (fração areia);

- d) Escolha da proporção a ser substituída;
- e) Realização de ensaios para o solo misturado (Compactação, CBR e cisalhamento direto);
- f) Emprego de um *software* para avaliação da estabilidade de taludes e comparativo entre os solos.

Capítulo 4 – Resultados

No quarto capítulo são apresentados como foram adotadas a porcentagem de borracha, os resultados dos testes das características de coesão, ângulo de atrito e peso específico dependendo dos teores usados e a influencia no solo.

Capítulo 5 – Conclusões

No quinto capítulo são apresentadas as conclusões fundamentadas a partir dos resultados obtidos.

Capítulo 6 – Recomendações para trabalhos futuros

No sexto capítulo são apresentadas as recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

Referências, apêndices e anexos

Por fim, são listadas as referências utilizadas durante a execução deste trabalho, os anexos e apêndices.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados os temas principais que regem as diretrizes deste trabalho. Entre os temas estão: o emprego de borracha de pneus para estabilização de taludes, determinar as propriedades das misturas da borracha no solo e o efeito da quantidade dos teores de borracha na estabilização do talude.

As quantidades de resíduos gerados pela fabricação de produtos de borracha, particularmente da indústria de pneus, geram anualmente mais de 17 milhões de toneladas em todo o mundo.

A alta resistência à biodegradação, decomposição fotoquímica, reagentes químicos e altas temperaturas se dá pelas diferentes composições químicas e as estruturas da borracha gerando um grande problema para a reciclagem deste material. O número crescente dos pneus usados constitui assim, uma ameaça para o ambiente natural (Sienkiewicz, 2012).

Para aplicar a reutilização ou descarte destes montantes de resíduos de borracha, pode ser feito com o uso de fragmentos de pneus em projetos de construção. A borracha moída pode ser empregada na modificação do asfalto, em produtos reciclados (tapetes, artefatos de borracha e revestimento de quadras esportivas) e ainda, na mistura com solos nos aterros das estradas.

O descarte de pneus inservíveis, realizado de forma incorreta, trata-se de uma adversidade enfrentada por muitos países. Os impactos negativos gerados ao meio ambiente e à sociedade são inúmeros. No Brasil, de acordo com as leis nacionais, é responsabilidade do produtor e importador o tratamento pós-consumo do produto.

2.1 PNEUS

No Brasil, a frota de veículos no país tem apresentado aumento dos últimos anos. Em agosto de 2015, de acordo com dados do DENATRAN, foi registrado um número superior a 89,4 milhões de veículos. A produção de pneus é diretamente relacionada à quantidade de veículos, sendo assim, com a elevação do número de pneus e as sérias adversidades geradas pelo descarte impróprio, em 1999, foi aprovada a primeira resolução voltada especificamente para o gerenciamento dos pneus pós-consumo.

A Resolução CONAMA nº 258/99 estabelece normas referentes à disposição dos pneus descartados e determina aos produtores e importadores de pneus a responsabilidade

pelo ciclo total do produto. Sua aprovação contribuiu para consolidação do modo de gestão nacional, inspirado em modelos utilizados em países da Europa. Em 2010, foi aprovada a Lei 12.305 que institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), a qual também regula o descarte dos pneus.

Os pneus, a fim de atender as exigências legais, são utilizados em procedimentos de reciclagem ou valorização energética, oferecidos por determinadas empresas. O processo de logística reversa dos pneus inservíveis é iniciado nos pontos de coletas dos municípios e possui como destinação final unidades registradas no Cadastro Técnico Federal (CTF), junto ao IBAMA. A estruturação do sistema de tratamento dos pneus pós-consumo no país se apresenta como um plano economicamente viável. A participação e conscientização da sociedade e incentivos governamentais, no entanto, são fatores indispensáveis para execução do gerenciamento e redução dos impactos negativos proveniente do descarte dos pneus.

Devido ao grande volume de produção e ao alto número de pneus descartados no meio ambiente, o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), órgão do Ministério do Meio Ambiente, ocupou-se em organizar atividades voltadas à reciclagem de pneus no país. Em 1999, foi aprovada a Resolução nº 258/99 do CONAMA, a primeira lei voltada, especificamente, para a regularização do destino dos pneus no Brasil. Em 2002, foram realizadas alterações em busca de uma melhor aplicabilidade das normas e a Resolução nº 301/2002 passa, então, a vigorar. Em 2009, após um processo de revisão, a Resolução nº 301/2002 foi revogada e instaurou-se a Resolução nº 416/09. A resolução possui como objetivo organizar e direcionar o tratamento adequado e seguro dos pneus inservíveis no território nacional. De acordo com o art. 2º, inciso V da resolução, o pneu inservível é definido como pneu usado que possui lesões irreversíveis em sua estrutura, ou seja, não é passível de restauração e reuso. Com isso, a nova resolução não classifica a restauração de pneus como uma destinação adequada, como disposto no art. 3º (BRASIL, 2009).

Com isso, foi determinada obrigatória a responsabilidade, dos produtores e importadores de pneus, de todo o ciclo de vida dos produtos gerados, incluindo a etapa do pós-consumo. As empresas devem cumprir as metas determinadas, organizar o sistema de coleta e prover a destinação adequada para os pneus inservíveis. Conforme o art. 1º, os agentes participativos do ciclo de vida do pneu como comerciantes, distribuidores, poder público e consumidores também devem atuar como corresponsáveis no gerenciamento do sistema de coleta dos pneus usados (BRASIL, 2009).

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é responsável por conceder normas técnicas para o Brasil. Foi constituída em 28 de setembro de 1940 e, desde então, é reconhecida e ratificada pelo governo federal como o Foro Nacional de Normalização (ABNT, 2014). De acordo com a norma, NBR 10.004 da ABNT de 2004, são classificados como resíduos sólidos:

Resíduos nos estados sólido e semissólido, que resultam de atividades de origem industrial, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola, de serviços e de varrição. Ficam incluídos nesta definição os lodos provenientes de sistemas de tratamento de água, aqueles gerados em equipamentos e instalações de controle de poluição, bem como determinados líquidos cujas particularidades tornem inviável o seu lançamento na rede pública de esgotos ou corpos de água, ou exijam para isso soluções técnica e economicamente inviáveis em face à melhor tecnologia disponível (ABNT, 2004, pág.7).

A classificação dos resíduos sólidos é importante para que sejam elaborados planos de gestão adequados as peculiaridades presentes em cada resíduo. O tratamento dado ao resíduo, como, por exemplo, o tipo de transporte e as condições de armazenamento ocorrem de acordo com sua classificação. Os resíduos sólidos são especificados conforme suas possíveis ações nocivas à sociedade e ao meio ambiente, assim como, pela substância que o originou (ABNT NBR 10004:2004).

2.1.1 Legislações e os Pneus Inservíveis

No que diz respeito aos pneus inservíveis, responsabilidade pós-consumo e seu destino final, as legislações nacionais vigentes operam em harmonia, haja vista suas regulações, diretrizes e práticas. A Resolução nº 258 de 1999, que deu origem à Resolução nº 416 de 2009, regularizou, desde então, procedimentos e ações relacionadas à cadeia de pós-consumo dos produtos no setor de pneumático do país. A obrigação de atender suas exigências é voltada para os produtores e importadores dos pneus, que atuam em parceria com todos os agentes envolvidos no ciclo de vida do produto, a fim de prevenir a degradação ambiental gerada pelos pneus inservíveis. A Política Nacional de Resíduos

Sólidos (PNRS), sancionada em 2010, trata de resíduos sólidos, inclusive pneus inservíveis, como um passivo de todos agentes econômicos envolvidos no ciclo de vida do produto. A lei destaca importantes conceitos como a gestão integrada dos resíduos, responsabilidade compartilhada e logística reversa, como possíveis ferramentas a serem utilizadas para diminuir os malefícios causados pelo descarte ambientalmente incorreto dos resíduos.

2.1.2 Mercado de Crédito de Carbono

As leis e resoluções que atuam em defesa do patrimônio ambiental do país determinam práticas e regras para os cidadãos, esfera pública e privada a fim de garantir a preservação do meio ambiente.

Em apoio à questão ambiental do país, em 2011 foi fundada a Bolsa de Valores Ambientais BVRio – Bolsa Verde do Rio de Janeiro, a qual atua em parceria com o setor público e privado. O objetivo fundamental dos instrumentos por ela oferecidos trata-se da geração de facilidades e alternativas para que as leis relacionadas ao meio ambiente sejam cumpridas, em âmbito nacional (BVRio, 2015).

A BVRio desenvolve e fornece ferramentas para operar o mercado de ativos ambientais. Os ativos ambientais são “títulos representativos de direitos de natureza ambiental” (BVRio, 2015) subdivididos em duas categorias: cotas ou créditos. As cotas representam um limite referente às práticas de atividades que geram danos ao meio ambiente, já os créditos são documentos que certificam uma atividade voluntária e geradora de efeitos positivos ao meio ambiente. Os créditos e as cotas são oferecidos para empresas que apresentam menor custo ao desempenhar práticas ambientais. As negociações do mercado de ativos são realizadas em uma plataforma eletrônica BVTrade. No ano de 2012, a plataforma desenvolvida de acordo com os critérios técnicos determinados pela BVRio, deu início às suas operações. (BVRio, 2015).

No Brasil, disponibilizado pela BVRio, há a possibilidade de negociação de Ativos Ambientais em quatro diferentes divisões de mercados. Mercados Florestais, Mercados de Carbono, Mercados de Efluentes e Mercados de Logística Reversa de Resíduos, onde são transacionados os Créditos de Destinação Adequada de Pneus (CDAs-PN), (BVRio, 2015).

O Mercado de Crédito de Destinação Adequada do Pneu (CDAs-PN) foi desenvolvido para auxiliar no cumprimento da Resolução CONAMA 416/09 e lei da Política Nacional de Resíduos Sólidos. Os importadores e produtores são

responsabilizados por destinarem adequadamente os pneus inservíveis. O destino dos mesmos deve ser dado por empresas que 23 possuam licença para realizar dada atividade e sejam devidamente capacitadas (BVRio, 2015).

O Mercado de crédito do setor de pneus é composto por um sistema de registro dos Pontos de Coleta dos pneus inservíveis, além do Sistema de Gestão do Ciclo Produtivo dos destinadores. O Sistema de Gestão trata-se de um instrumento oferecido pela BVRio para receber cadastrados e informações das empresas referente às suas atividades de destinação do pneu. Os dados coletados são mantidos em sigilo, no entanto, podem ser auditados pela BVRio. De acordo com os dados fornecidos, o Sistema de Gestão oferece Créditos de Destinação Adequada (CDAs) à empresa. As empresas ao cumprirem as obrigações estabelecidas pela lei recebem os CDAs-PN e podem negociá-los na plataforma eletrônica (BVRio, Relatório de Atividades 2011-2013).

Para garantir ao destinador que sua ação de compra ou venda seja reconhecida pelo governo, todo CDAs-PN gerado é registrado no Cadastro Técnico Federal (CTF) do Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA). Além disso, há o Sistema Integrado de Gerenciamento de Pneus e Pontos de Coleta (SIG-PN), um mecanismo que possibilita o acompanhamento da trajetória e destino final dos pneus (BVRio, Relatório de Atividades 2011-2013).

De acordo com a BVRio, ao direcionar os resíduos sólidos de forma ambientalmente adequada, são gerados custos ao comércio e à atividade industrial o que dificulta, muita das vezes, o cumprimento das leis. A proposta da criação do Mercado de ativos ambientais busca aumentar a eficiência na internalização de tais responsabilidades exigidas através do sistema de mercado. De acordo com o Relatório de Atividades 2011-2013, “A BVRio acredita que a logística reversa e a destinação adequada de resíduos sólidos podem ser implementadas de forma eficiente por meio de mecanismos de mercado.” (BVRIO, 2013).

2.2 SOLO

O solo para Engenheiro Civil vai além de material para construção, o mesmo tem o objetivo de absorver cargas aplicadas em sua superfície e também interagir com as obras implantadas em seu interior. Como por exemplo, as barragens, aterros de estradas e taludes. Portanto, os desempenhos dos materiais usados nos maciços terrosos determinam na maioria das vezes a estabilidade e o comportamento estético e funcional. (HORST,2007).

Em 1925, Karl Terzaghi, com seus trabalhos sobre adensamentos de solos e publicando o papel das pressões de água no estudo de tensões nos solos e solução matemática para evolução dos recalques das argilas com o tempo, após o carregamento, tornou-se o fundador da Mecânica dos Solos.

Uma das possíveis definições que se dá para solo é que o “Solo é uma formação natural, de estrutura solta e removível e de espessura variável, resultante da transformação de uma rocha-mãe, pela influência de diversos processos físicos, físico-químicos e biológicos”. (SENÇO, 2007).

O solo é constituído por sistema trifásico: ar, água e minerais. Diversas definições podem ser atribuídas ao solo, variando-se conforme a área de estudo corrente.

No âmbito da engenharia, o solo é definido como “agregado não cimentado de grãos minerais e matéria orgânica decomposta (partículas sólidas), com líquido e gás nos espaços vazios entre as partículas sólidas”. (DAS, 2011).

2.1.1 Origem do solo

Conforme Das (2011), os solos são formados por meio da decomposição e/ou da deterioração das rochas através do intemperismo, que é o conjunto de processos físicos, químicos e biológicos, como água, temperatura, vegetação e vento. (Caputo, 1989).

Os fatores mais importantes na formação do solo são:

- a) Ação de organismos vivos;
- b) Rocha de origem;
- c) Tempo (estágio de desintegração/decomposição);
- d) Clima adequado;
- e) Inclinação do terreno ou condições topográficas

Os minerais que compõe as partículas do solo e a rocha que o deriva, determinam as propriedades físicas do mesmo. Originam-se assim, partículas com diâmetros que variam de pedregulhos até siltes.

2.1.2 Tipos de solo quanto à origem e formação

Quanto à sua formação, os solos classificam-se em três grupos principais: residuais, sedimentares ou transportados - dependendo da presença ou não de um agente de transporte na sua formação - ou ainda orgânicos. (LINS et al, 2016).

Solos residuais

Solos residuais: são os que permanecem no local da rocha de origem (rocha mãe), observando-se uma gradual transição da superfície até a rocha. Para que ocorram os solos residuais, é necessário que a velocidade de decomposição de rocha seja maior que a velocidade de remoção pelos agentes externos. A velocidade de decomposição provém de inúmeros elementos, como: a temperatura, o regime de chuvas e a vegetação. (PINTO, 2006). Estando os solos residuais apresentados em horizontes (camadas) com graus de intemperismo decrescente, podem-se identificar as seguintes camadas: solo residual maduro, saprolito e a rocha alterada.

A progressão do tamanho das partículas é uma característica significativa do solo residual. O solo de grão fino é originado na superfície, e a dimensão dos grãos aumenta com a profundidade. (DAS, 2011).

Solos sedimentares ou transportados

Solos sedimentares ou transportados; são depósitos de partículas que sofrem a ação de agentes transportadores.

Caracterizam-se por geralmente se encontrarem em depressões e apresentam em profundidades maiores uma rocha que não é formada pelo mineral de constituição do solo.

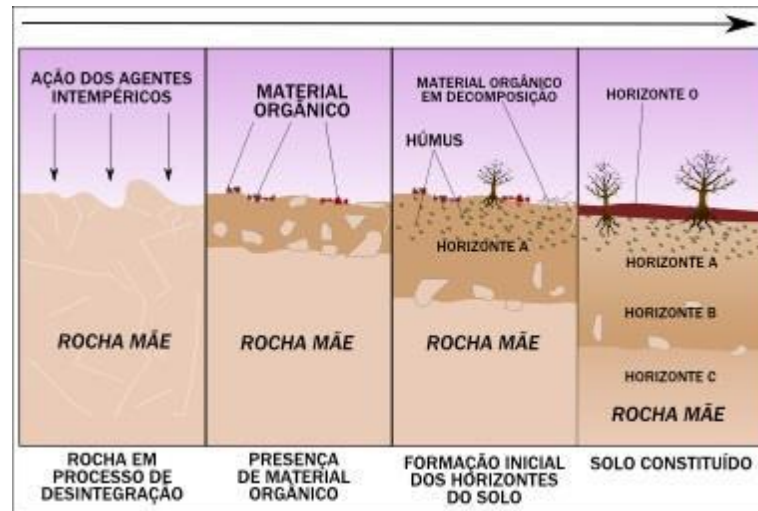
Segundo Das (2011), os solos transportados podem ser classificados em vários grupos:

- a) Solos glaciais: formados por transporte e decomposição de geleiras.
- b) Solos aluviais: transportados por água corrente e depositados ao longo do percurso.
- c) Solos lacustres: formados por depósitos em lagos calmos.
- d) Solos marinhos: formados por depósitos em mares.
- e) Solos eólicos: transportados e depositados pelo vento.

- f) Solos coluviais: formados pelo movimento do solo a partir do seu original por gravidade, tal como ocorre durante deslizamentos de terra.

A Figura 1 mostra um esquema da formação do solo.

Figura 1. Esquema simplificado de formação do solo



Fonte: Brasil escola (2016).

Solos orgânicos

De acordo com Pinto (2006), os solos orgânicos são aqueles que apresentam grande quantidade de matéria orgânica, proveniente da decomposição de animais e vegetais. Devido a sua cor escura e odor característico são de fácil identificação.

Os solos orgânicos, Figura 2, são problemáticos para construção por serem muito compressíveis. Em algumas formações de solos orgânicos ocorre uma importante concentração de folhas e caules em processo de decomposição, formando as turfas (matéria orgânica combustível).

Figura 2. Representação de um solo convencional e o solo orgânico



Fonte: Chaboussou (1995).

2.2 CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS

O solo por apresentar vários tipos, diversidade de aplicações e diferentes comportamentos na engenharia, ocasionou a sua classificação em conjuntos distintos. (PINTO, 2006).

De acordo com Pinto (2006), no ponto de vista da engenharia, a classificação dos solos tem como finalidade avaliar o comportamento do solo ou direcionar o programa de investigação necessário para conceder apropriada análise de um problema.

Os sistemas normalmente utilizados no Brasil empregam os índices de Atterberg e a granulometria para classificar o solo. São a Classificação Unificada (USCS - *Unified Soil Classification System*) e o Sistema Rodoviário de Classificação (HRB - *Highway Research Board*). (CORRÊA, 2008).

Segundo Santos (2006), em virtude de os solos tropicais apresentarem certas peculiaridades, as classificações usuais tornam-se limitadas. O reconhecimento geotécnico aponta dificuldades nos países que apresentam regiões tropicais, devido os procedimentos não considerar as particularidades dos solos tropicais. (VILLIBOR et al., 2007).

Villibor et al. (2007), desenvolveram uma metodologia chamada "Miniatura, Compactado, Tropical (MCT)" em consequência à complexidade e deficiências indicadas no uso das classificações tradicionais, criadas para solos de clima frio e temperado, aplicadas em solos tropicais. O MCT é fundamentado em ensaios e procedimentos, o qual

os resultados demonstram as condições quase que reais de camadas de solos tropicais, quando utilizadas em pavimentos.

2.3 PLASTICIDADE E CONSISTÊNCIA DOS SOLOS

Plasticidade

A plasticidade é um estado de consistência circunstancial, que depende de condições de umidade, sem variação de volume e sem ruptura. Nas argilas, esta é a propriedade mais importante. Já a elasticidade, é a propriedade que os corpos têm, de, ao serem deformados, voltarem ao seu estado inicial.

Índices de consistência

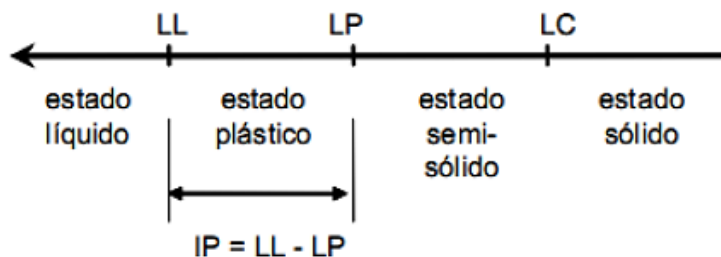
Apenas a distribuição granulométrica não é o bastante para verificar as propriedades dos solos sob o ponto de vista da engenharia. A fração fina dos solos é de grande relevância neste quesito. Quanto menores as partículas, maior a superfície específica (superfície das partículas dividida por seu peso ou por seu volume). (PINTO, 2006).

Os solos arenosos são nitidamente reconhecidos através de suas curvas granulométricas, porém a experiência relata que não ocorre o mesmo nos solos finos. (VARGAS, 1977).

Em 1932, adaptando para a mecânica dos solos o procedimento proposto por Atterberg em 1911, Casagrande padronizou o método de determinação dos limites de consistência do solo. (DAS, 2011).

Após a verificação de que os solos finos variam seu comportamento de acordo com a quantidade da fase aquosa em seu meio, foram determinados limites de umidade, que caracterizam a mudança do estado de consistência.

Os limites de Atterberg, como também são chamados, estão representados na Figura 3.

Figura 3. Limites de consistência

Fonte: Lins e Claus, (2016).

Índices de consistência

Limite de liquidez é a umidade correspondente ao limite entre o estado líquido e o estado plástico. O ensaio laboratorial é normatizado pela NBR 6459/2016, o ensaio foi padronizado, segundo Vargas (1977), utilizando o conceito de que o solo, assim como a água, no estado fluido tende a ocupar a forma do recipiente que a contém.

Índices de consistência

O limite de plasticidade é a umidade correspondente ao momento em que o solo deixa de ter plasticidade e começa a apresentar fissuras com a tentativa de moldagem. O procedimento do ensaio no Brasil é padronizado pela NBR 7180/2016.

O objetivo do ensaio é moldar o solo conforme gabarito de 10 cm de comprimento e 3 mm de diâmetro, conforme é mostrado na figura 15, após as moldagens determina-se a média das umidades obtidas. Dos valores obtidos, no máximo dois podem estar fora do intervalo que se obtêm calculando 1,5% para mais e para menos da média das umidades.

Índices de plasticidade (IP)

O índice de plasticidade é o valor obtido através da Equação 1:

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

O valor do IP é utilizado para classificação do solo segundo o Sistema Rodoviário de Classificação (HRB), que foi abordado anteriormente. Burmister classificou o índice de

plasticidade de forma qualitativa, conforme é indicado no Quadro 1. (BURMISTER, 1949 apud DAS, 2011).

Quadro 1. Classificação pelo índice de plasticidade.

IP	Descrição
0	Não plástico
1- 5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das, (2011).

Índice de contração (LC)

O limite de contração, apesar de ter pouco uso prático, deve ser determinado sempre que o Índice de Plasticidade (IP) do solo for alto. Juntamente com a determinação do LC, também se faz a determinação do grau de contração, consegue-se impedir diversos acidentes provocados por fissuração.

2.4 MOVIMENTOS DE MASSA

Os movimentos de massa são fenômenos naturais de dinâmica externa com a capacidade de mudar e modelar as formas do relevo (Guimarães et al., 2003).

Os movimentos de massa têm sido estudados nos mais diversos locais e pelos mais variados profissionais, como geólogos, engenheiros civis, construtores, geógrafos, cada qual com um enfoque diferenciado.

Para se compreender as definições de movimento de massa, deve-se entender primeiramente, de forma geral, os conceitos de encosta e talude, definidos a seguir:

Segundo Stochalak (1974) as encostas podem ser definidas como “toda superfície natural inclinada unindo outras duas, caracterizadas por diferentes energias potenciais gravitacionais”.

Para Wolle (1980), o termo talude “é mais empregado para definir encostas próximas a obras lineares, de mineração, etc., tendo um caráter mais geotécnico e relacionado a áreas restritas”.

Wolle (1980) menciona que se utiliza também na terminologia específica para taludes: “talude de corte para taludes resultantes de algum processo de escavação realizado pelo homem, e taludes artificiais relacionados aos declives de aterros, construídos de materiais diversos”.

Existe uma série de classificações de movimentos de massas, devido às ilimitadas possibilidades de adoção de enfoques na análise dos fenômenos, como por exemplo, de Varnes (1978), Guidicini e Nieble (1976), Turner e Schuster (1996), Augusto Filho (1995), Zaidan e Fernandes, (2009). Para Caputo (1987), devido às formas de instabilidade nem sempre se apresentarem bem caracterizadas e definidas, a classificação pode ser feita em três grandes grupos: desprendimento de terra ou rocha, escorregamentos e rastejo.

Augusto Filho (1995) destaca o fato da proposta de Varnes (1978) ser considerada a classificação oficial da Associação Internacional de Geologia de Engenharia – IAEG e de ser a classificação mais utilizada em âmbito internacional.

Nessa classificação simples, para cada tipo de movimento, aponta-se o tipo de material envolvido. Os movimentos considerados são quedas (*falls*), tombamentos (*topples*), escorregamentos (*slides*), espalhamentos (*lateral spreads*), corridas (*flows*) e complexos (*complex*), e os materiais envolvidos são rocha ou solo, sendo esse último subdividido de acordo com a granulometria (Quadro 2).

Quadro 2. Classificação proposta por Varnes.

Tipo de Movimento				Tipo de Material		
				Maciço Rochoso	Solos	
					Predominantemente Grosseiros	Predominantemente Finos
1	Queda ("Fall")			De rochas	De detritos	De terra
2	Tombamento ("Topple")			De rochas	De detritos	De terra
3	Escorregamento ("Slide")	Rotacional	Poucas unidades	Singular de Rochas	Singular de detritos	Singular de terra
				De rochas em Blocos	De detritos em blocos	De terra em blocos
		Translacional	Muitas Unidades	De rochas	De detritos	De terra
4	Extensão Lateral ("lateral spread")			De rochas	De detritos	De terra
5	Fluência ("flow")			De rochas (fluência profunda)	De detritos (fluência de solo)	De terra (fluxo de solo)
6	Movimentos Complexos: Combinação de dois ou mais tipos de movimentos					

Fonte: Varnes (1978).

Augusto Filho *et al.* (1998), comentam que, em geral, as classificações modernas têm como base a combinação dos seguintes critérios:

- Velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos;
- Natureza do material instabilizado (solo, rocha, detritos, depósitos, etc.) sua textura, estrutura e conteúdo d'água;
- Geometria das massas movimentadas;
- Modalidade de deformação do movimento.

No Brasil, a classificação proposta por Augusto Filho (1992), apresentada no Quadro 3, é um referencial para elaboração de mapas de risco. Ela apresenta os 24 principais movimentos de massa na dinâmica ambiental brasileira, e suas características, como materiais, velocidade e geometria mobilizada. Os movimentos são apresentados em quatro classes, sendo eles rastejos (*creep*), escorregamentos (*slides*), quedas (*falls*) e corridas (*flows*).

Quadro 3. Características dos principais movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira

Tipo de movimento	Características do movimento, material e geometria
Rastejos (<i>creep</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Vários planos de deslocamento (internos) • Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade • Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes • Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada • Geometria indefinida
Escorregamentos (<i>slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Poucos planos de deslocamento (externos) • Velocidades médias (m/h) a altas (m/s) • Pequenos a grandes volumes de material. • Geometria e materiais variáveis • Planares – solos pouco espessos, solo e rochas com um plano de fraqueza • Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas • Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas (<i>falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Sem planos de deslocamento • Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado • Velocidades muito altas (vários m/s) • Material rochoso • Pequenos a médios volumes • Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. • Rolamento de matacão • Tombamento
Corridas (<i>flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) • Movimento semelhante ao de um líquido viscoso • Desenvolvimento ao longo das drenagens • Velocidades médias a altas • Mobilização de solo, rocha, detritos e água • Grandes volumes de material • Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Fonte: Augusto Filho (1992).

Guidicini *et al.* (1976), propõem uma classificação modificada de Freire (1965), onde os movimentos coletivos de solo e de rocha são então divididos em três tipos fundamentais: escoamentos, escorregamentos e subsidências, Quadro 4.

a) Escoamentos: Correspondem a uma deformação ou movimento contínuo com ou sem superfície definida de movimentação e encontram-se classificados segundo as características do movimento em dois tipos: corrida (escoamento-fluído viscoso) e rastejo e reptação (escoamento plástico).

b) Escorregamentos: Correspondem a um deslocamento finito ao longo de uma superfície definida de deslizamento preexistente ou de neoformação. Classificam-se também, em dois subtipos, conforme haja predomínio de rotação (escorregamentos rotacionais) ou de translação (escorregamentos translacionais).

c) Subsidiências: Correspondem a um deslocamento finito, ou deformação contínua de direção essencialmente vertical e encontram-se classificadas em três tipos fundamentais: subsidiências propriamente ditas (em que o movimento consiste essencialmente em uma deformação contínua), recalque (em que, por expulsão de um fluido verifica-se uma deformação global do solo, produzida pelos deslocamentos e rearranjos das partículas individuais) e, finalmente, os desabamentos, (que consistem em um deslocamento vertical, geralmente rápido).

Quadro 4. Classificação de movimentos de massa segundo Magalhães Freire

NOMENCLATURA	CARACTERÍSTICAS
ESCOAMENTO	Corresponde a uma deformação ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida. Dependendo do movimento, são classificados como: Rastejo – escoamento plástico; Corrida – escoamento fluido-viscoso.
ESCORREGAMENTO	Deslocamento finito ao longo de uma superfície bem definida. Dependendo da forma, são classificados como rotacional ou translacional.
SUBSIDÊNCIA	Deslocamento finito ou deformação contínua de direção essencialmente vertical. Podem ser subdivididos em: subsidiência propriamente dita, recalque e desabamento/quedas

Fonte: Thives (2009)

2.5 RESISTENCIA DOS SOLOS

Nos solos a ruptura é caracterizada por deslocamentos relativos entre partículas (cisalhamento - corte), referentes aos grãos e aos fluidos nos vazios.

A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento. E pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano de ruptura.

Conforme Pinto (2002), isto acontece, por exemplo, quando uma sapata de fundação é carregada até a ruptura ou quando ocorre o escorregamento de um talude. Só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração.

Portanto, segundo Machado (1997), a resistência dos solos pode ser definida como sendo o resultado da ação conjunta de dois fatores denominados de ângulo de atrito e coesão.

2.5.1 Ângulo de atrito

Segundo Pinto (2002), o ângulo de atrito pode ser entendido, como sendo o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à sua superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. Diz ainda que se atingido este ângulo, a componente tangencial é maior do que a resistência ao deslizamento, que depende da componente normal.

De acordo com Caputo (1988a), a denominação genérica de atrito interno de um solo, abrange não só o atrito físico entre suas partículas, como o atrito fictício resultante do entrosamento de suas partículas, e no solo não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais.

O deslizamento também pode ser provocado pela inclinação do plano de contato, que altera as componentes normal e tangencial ao plano do peso próprio, atingido, na situação limite (LAMBE, 1974).

O fenômeno de atrito nos solos se diferencia do fenômeno de atrito entre dois corpos porque o deslocamento se faz envolvendo um grande número de grãos, podendo eles deslizar entre si ou rolarem uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrem no percurso.

Machado (1997), diz que a lei de atrito de Coulomb resultou de observações empíricas, e posteriormente Terzaghi elaborou uma teoria que fornece embasamento teórico para as constatações empíricas das leis de atrito. Segundo ele, a superfície de contato real entre dois corpos constitui apenas uma parcela da superfície aparente de contato, dado que em nível microscópico, as superfícies dos materiais são efetivamente rugosas. Então, o contato entre partículas ocorre através das protuberâncias mais salientes. Portanto, as tensões transmitidas nos contatos entre as partículas de solo são de valor muito elevado, sendo razoável admitir que haja plastificação do material na área dos contatos entre as partículas.

2.5.2 Coesão

Pinto (2002) diz que a resistência ao cisalhamento dos solos é essencialmente devida ao atrito entre as partículas. Entretanto, a atração química entre estas partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e constitui uma coesão real, como se uma cola tivesse sido aplicada entre os dois corpos.

Segundo Machado (1997), a coesão consiste na parcela de resistência de um solo que existe independentemente de quaisquer tensões aplicadas e que se mantém, ainda que não necessariamente em longo prazo, se todas as tensões aplicadas ao solo forem removidas.

Várias fontes podem originar coesão em um solo. A cimentação entre as partículas proporcionada por carbonatação, sílica, óxidos de ferro, dentre outras substâncias, responde muitas vezes por altos valores de coesão.

Machado (1997) diz ainda que a coesão aparente é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, que não tem sua origem na cimentação e nem nas forças intrínsecas de atração. Esse tipo de coesão deve-se ao efeito de capilaridade na água intersticial. Sendo que a pressão neutra negativa atrai as partículas gerando novamente um fenômeno de atrito entre as mesmas. Saturando-se totalmente o solo, ou secando-o por inteiro, esta parcela desaparece. A sua intensidade cresce com a diminuição do tamanho das partículas e pode ser uma parcela bastante considerável da resistência ao cisalhamento do solo, principalmente para solos argilosos.

Assim temos que coesão aparente é a resultante da pressão capilar da água contida nos solos, e que age como se fosse uma pressão externa, e coesão real é devida às forças eletroquímicas de atração das partículas.

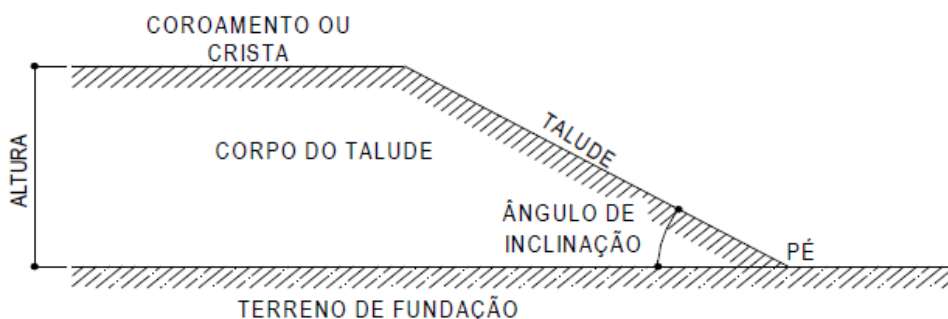
2.6 ESTABILIDADES DE TALUDES

A análise de estabilidade de Taludes é um tema de extrema relevância na área da geotecnia, pois pode associar determinadas características (raio de alcance, profundidade, material instabilizado, potencial destrutivo, etc.) para cada tipo de movimento (Augusto Filho e Virgili, 1998).

Talude compreende qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos. Podendo ser naturais, casos das encostas ou vertentes, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros (Caputo, 1988).

Na Figura 4 estão apresentadas a terminologia de um talude.

Figura 4. Terminologia usualmente adotada.



Fonte: Caputo (1988).

O ângulo de um talude natural é o maior ângulo de inclinação para um determinado tipo de solo exposto ao tempo, obtido sem ruptura do equilíbrio do maciço.

Compreende-se da sua definição que na estabilidade dos taludes interferem condicionantes relativos à natureza dos materiais constituintes e dos agentes perturbadores, quer sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica.

Fiori (2001), diz que estes condicionantes tornam seu estudo bastante complexo, abrindo horizontes aos especialistas em geologia aplicada, mecânica dos solos e mecânica das rochas. Salienta ainda sua importância, devido aos numerosos acidentes ocorridos e que ocorrem com frequência, em todas as épocas e em todas as partes do mundo, inclusive com perdas de vidas humanas e grandes prejuízos materiais.

A análise de estabilidade de taludes pode ser dividida em dois problemas. O primeiro é o cálculo do fator de segurança para uma superfície determinada, e o outro é a determinação da superfície de ruptura crítica. O cálculo do fator de segurança pode ser realizado basicamente através de duas abordagens: a análise limite e o equilíbrio limite. O problema da determinação da superfície de ruptura crítica é um problema de otimização e pode ser realizado através de métodos heurísticos ou métodos de programação matemática.

O objetivo principal da análise de estabilidade de taludes é determinar a máxima carga que a estrutura suportará em condições estáveis, ou seja, qual a carga que a estrutura suportará na iminência da ruptura. Esta carga pode ser determinada através de métodos indiretos e diretos. Entre os métodos indiretos são considerados os métodos elastoplásticos, que determinam a carga de colapso através de técnicas incrementais. Estes métodos

apresentam problemas numéricos quando o nível de carregamento se aproxima da carga de colapso, além de solicitarem grande esforço computacional. Entre os métodos diretos para resolver problemas de estabilidade estão os métodos de equilíbrio limite e análise limite, conhecidos também como métodos de limite.

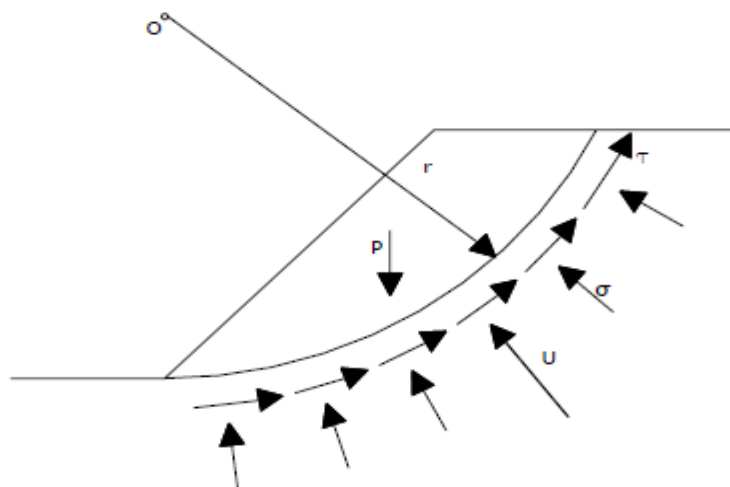
A análise pode ser feita segundo três técnicas principais. A primeira é a análise elasto-plástica, usando métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF) em sua formulação não linear. Nesse caso trabalha-se com análise incremental iterativa, o que geralmente envolve grande esforço computacional (WHEELER; SIVAKUMAR, 1995, entre outros). A segunda técnica é composta pelos métodos de equilíbrio limite. Esses métodos podem ser utilizados em sua abordagem clássica de análise de tensões segundo a teoria da elasticidade (BICALHO, 1991, entre outros) ou associados a técnicas numéricas, como o MEF, para essa análise (STIANSON, 2008 e ADRIANO, 2009, entre outros). Finalmente, têm-se as técnicas de análise limite, que se baseiam nos teoremas limites para corpos rígido-plásticos, atualmente usadas em associação com o MEF (FARFÁN, 2000 e PACHÁS, 2009).

Embora de custo computacional menor que o da análise elasto-plástica, essa técnica ainda sofre com problemas de estabilidade dos algoritmos de otimização. Além disso, só é indicada se a fase elástica puder ser desconsiderada em relação à fase plástica.

2.6.1 Mecanismos de ruptura

Ruptura circular

Conforme Guidicini (1983), essas análises são realizadas no plano bidimensional. Os esforços solicitantes e resistentes, estão definidos na Figura 5 e 6.

Figura 5. Relação de forças na análise de ruptura circular

Fonte: Guidicini (1983).

Legenda:

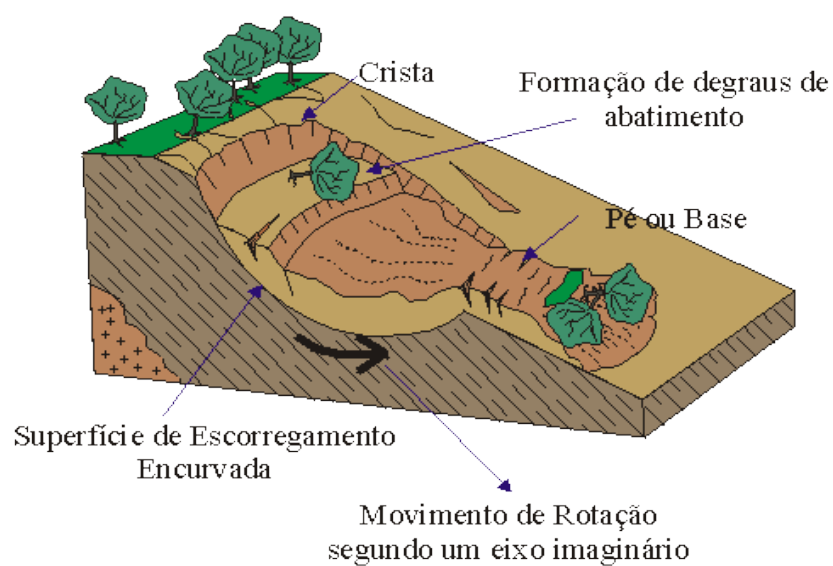
r = raio da superfície de ruptura;

P = peso próprio do material;

U = resultante das pressões neutras atuantes na superfície de ruptura;

σ = tensão normal efetiva distribuída ao longo da superfície de ruptura;

τ = tensão de cisalhamento distribuída ao longo da superfície de escorregamento.

Figura 6. Escorregamentos circulares

Fonte: Fornasari, 1998

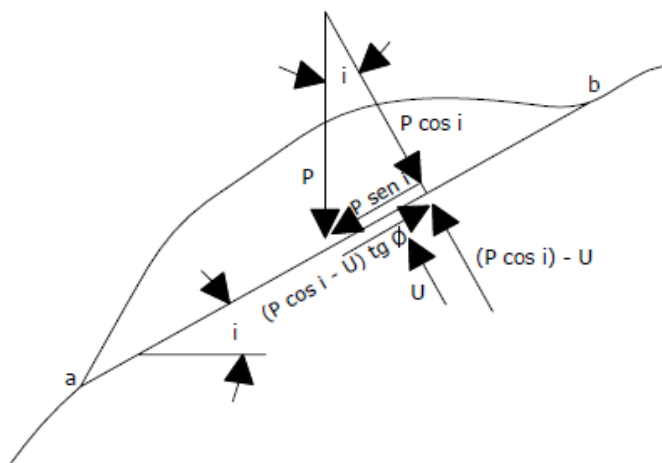
Ruptura plana

Segundo Guidicini (1983), as condições geométricas necessárias para o escorregamento ocorrer num único plano são as seguintes:

- O plano deve ter direção paralela ou subparalela à face do talude;
- O mergulho do plano de ruptura deve ser inferior ao mergulho da face do talude;
- O mergulho do plano de ruptura deve ser maior que o ângulo de atrito plano;
- Superfícies de alívio devem prover resistências laterais desprezíveis ao escorregamento ou, ainda, não existirem.

A Figura 7 e 8 apresenta os elementos geométricos e os esforços resistentes em um bloco simplesmente apoiado sobre um plano.

Figura 7. Relação de forças na análise de ruptura circular



Fonte: Guidicini (1983).

Legenda:

P = peso do bloco;

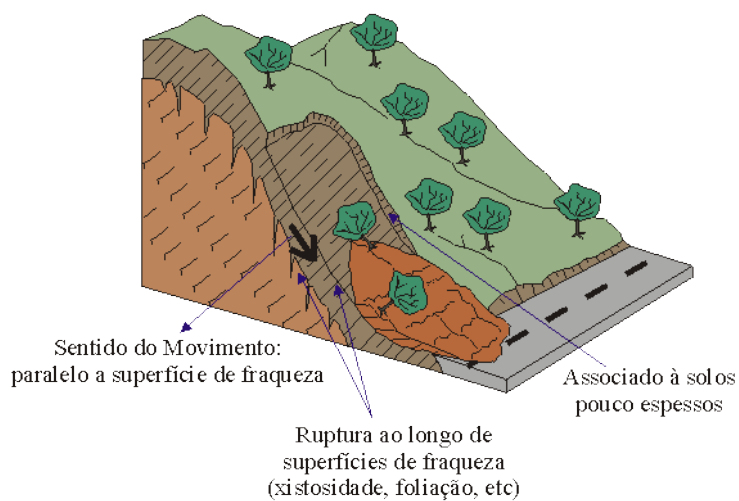
U = subpressão na base do bloco;

i = inclinação do plano de ruptura;

ϕ = ângulo de atrito do contato bloco-plano;

$(P \cos i - U) \tan \phi$ = esforço resistente ao escorregamento;

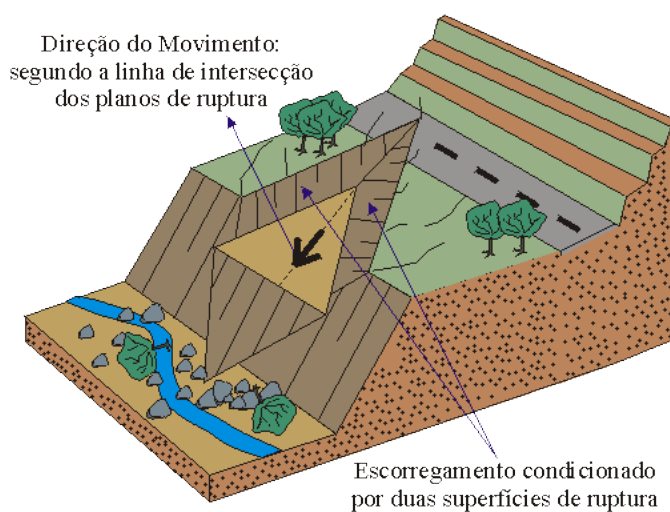
$P \sin i$ = esforço solicitante.

Figura 8. Escorregamento planar

Fonte: Fornasari, 1998

Ruptura em cunha

A complexidade de análise de ruptura de um talude, onde dois ou mais sistemas de descontinuidades isolam cunhas, é um fato. Conforme Guidicini (1983), não há dúvida de que, para se chegar a alguma quantificação prática que revele a estabilidade do talude, algumas simplificações básicas devem ser feitas. A ruptura por cunha, Figura 9, ao contrário da planar, é bem mais frequente de ser observada em taludes rochosos.

Figura 9. Escorregamento em cunha

Fonte: Fornasari, 1998.

2.7 EQUILÍBRIO LIMITE

Na abordagem do equilíbrio limite, a massa de ruptura é dividida em um número de fatias e são usadas as condições de equilíbrio estático para encontrar o fator de segurança. A análise limite considera as equações de equilíbrio de tensões, equações de compatibilidade e a relação tensão-deformação do material de uma maneira idealizada (material rígido perfeitamente plástico).

Métodos de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes são amplamente utilizados e a experiência acumulada ao longo dos anos tem demonstrado que são rápidos, precisos e simples.

Nos métodos de equilíbrio limite, os resultados da análise são geralmente apresentados em termos de um fator de segurança que indica a razão entre a resistência disponível e a resistência mobilizada. Têm-se então que o fator de segurança (FS) é a razão entre as forças estabilizantes e forças instabilizantes.

Os Métodos de Equilíbrio-Limite partem dos seguintes pressupostos:

- O solo se comporta como material rígido-plástico, ou seja, rompe bruscamente, sem que haja deformação;
- As equações de equilíbrio da estática são válidas até a iminência da ruptura; a partir deste ponto, o processo é dinâmico;
- O coeficiente de segurança F é constante ao longo da superfície de ruptura, ou seja, ignora-se a existência da ruptura progressiva.

Os métodos de equilíbrio limite têm as seguintes características comuns, usam a mesma definição para o fator de segurança local FS local.

A análise de estabilidade clássica equilíbrio limite (Fellenius, 1936; Bishop, 1955) considera uma típica seção transversal (no presente contexto, a qualquer localização x ao longo da linha central de uma barragem) e define o fator de segurança FS como a razão entre o momento resistente e o momento atuante (VANMARCKE, 2011).

Em geral, as análises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com resistência ao cisalhamento. Com isso, define-se um fator de segurança dado pela Equação 2:

$$F_S = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (2)$$

Onde:

F_S = fator de segurança

τ_f = resistência média ao cisalhamento do solo

τ_{mob} = tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada

A instabilidade do talude será deflagrada quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualarem à resistência ao cisalhamento, Figura 10.

Figura 10. Geometria do Escorregamento



Fonte: Gersovich (2009)

Em grande parte dos problemas de engenharia geotécnica as maiores incertezas estão relacionadas com a avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos. Assim, a definição do fator de segurança em termos da resistência ao cisalhamento associa FS local diretamente com um parâmetro cujo grau de incerteza é significativo.

Além disso, os métodos de equilíbrio limite consideram que o fator de segurança é o mesmo em todos os pontos da potencial superfície de deslizamento, embora não haja razões para aceitar como verdadeira esta hipótese exceto na ruptura quando FS local = 1.0.

Consideram como hipótese genérica que os maciços de solo se comportam mecanicamente como materiais rígido-perfeitamente plásticos, não sendo feitas quaisquer considerações sobre os campos de tensão e deformação gerados pelo carregamento externo.

Em certas situações, esta hipótese não é estritamente aplicável, como no caso de taludes em argilas rijas fissuradas onde a resistência residual pode ser significativamente menor do que a resistência no pico. Na prática, esta dificuldade pode ser contornada (Skempton, 1977) usando-se valores de resistência ao cisalhamento inferior aos avaliados na condição de pico.

Utilizam as equações de equilíbrio para calcular valores médios da tensão cisalhante mobilizada τ e da tensão normal σ ao longo da potencial superfície de ruptura, necessários para estimativa da resistência ao cisalhamento pelo critério de Mohr-Coulomb que é efetuado de acordo com a Equação 3.

$$\tau = C + \sigma \tan \varphi \quad (3)$$

Onde:

C (coesão efetiva), φ (ângulo de atrito) que são os parâmetros de resistência associados ao critério.

Com estes parâmetros associados tem-se várias hipóteses para cada análise. Com o auxílio computacional e variando um dos parâmetros por vez pode-se obter o comportamento para cada situação, fornecendo um intervalo de confiança para o FS considerando as possíveis variações do solo.

Introduzem hipóteses para complementar as equações de equilíbrio visto que o número de incógnitas do problema é em geral superior ao número de equações fornecidas pela estática.

2.8 ANÁLISES LIMITES

Métodos de análise para serem aplicáveis a problemas práticos devem ser versáteis de modo a incluir situações onde as propriedades do solo e valores de pressão variam no interior do maciço. Por esta razão, a maioria dos métodos de equilíbrio limite subdivide

a região de solo delimitada pela potencial superfície de ruptura em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio das forças atuantes em cada fatia isoladamente.

O FS de um projeto varia em função do tipo de obra e vida útil, dependendo, entre outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura em termos de perdas humanas e/ou econômicas.

Gersovich (1999), recomendou valores de FS, considerando os custos de construção para elevados fatores de segurança; ressalta também, que a determinação do FS deve considerar as condições atuais do talude, o uso futuro da área, preservação do talude (cortes na base), desmatamento, sobrecargas e infiltração excessiva. O fator de segurança de projeto admissíveis está descrito no Quadro 5.

Quadro 5. Fator de segurança (FS) de projeto e admissíveis.

Custo e consequência da ruptura	Incerteza nos parâmetros		
	Pequena *	Grande	
Custo de recuperação pequeno – baixo risco de vida **	1,25	1,5	
Custo de recuperação alto – alto risco de vida ***	1,5	>2,0	
* solo homogêneo, ensaios consistentes			
** escorregamento lento sem construções próximas			
*** ex: barragem			
Risco de perdas econômicas	Risco de perda de vidas humanas		
	Desprezível	Médio	Elevado
Desprezível	1,1	1,2	1,4
Médio	1,2	1,3	1,4
Elevado	1,4	1,4	1,5
i) FS para tempo de recorrência de 10 anos;			
ii) Para risco elevado e subsolo mole, o FS pode ser majorado em 10%.			

Fonte: Gersovich (1999)

Esta abordagem é do tipo determinístico, pois fixa um determinado valor para FS. Associado a este método de análise, sugere-se fazer análises probabilísticas de ruptura com auxílio de softwares, pois se podem quantificar algumas incertezas presentes no FS pré-determinado (Gersovich,1999)

Conforme Caputo (1988), um talude é considerado estável quando seu fator de segurança mínimo for maior que o fator de segurança requerido e este for maior que 1,5. Um talude é considerado em estado de iminência de ruptura quando seu fator de segurança mínimo for igual a 1,0 e um talude é considerado instável quando seu fator de segurança mínimo for menor que 1,0.

A Norma ABNT NBR 11682/2009 – Estabilidade de Encostas – prescreve os requisitos exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes resultantes de cortes e aterros. Apresenta os parâmetros de segurança para o projeto de taludes baseados em métodos semi-probabilísticos, mostrados no Quadro 6. Neste trabalho foram consideradas as recomendações da norma citada.

Quadro 6. Fator de segurança (FS) e recomendações da Norma NBR11682,2009

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio-limite	Tensão-deformação
	Padrão: FS mínimo	Padrão: deslocamento máximo
Alto	1,5	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o FS necessário ao local, à sensibilidade das construções vizinhas e à geometria do talude.
Médio	1,3	
baixo	1,15	

Fonte: NBR 11682, (2009).

A análise de tensões é calculado pela, tensão x deformação do solo, realizados com o auxílio de softwares, baseado nos métodos dos elementos finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF). As tensões cisalhantes são determinadas e comparadas com a resistência ao cisalhamento.

Os resultados permitem estabelecer as áreas rompidas, mesmo sem se estabelecer uma superfície de ruptura (ruptura progressiva); estabelecer níveis de tensão para realizar ensaios de laboratório; e conhecer a magnitude das deformações.

2.9 MÉTODOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Método de Fellenius

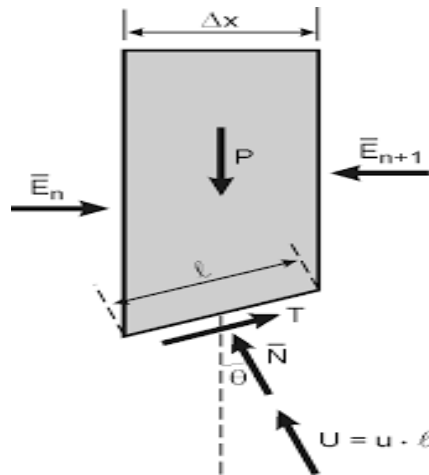
O método de análise de estabilidade proposto por Fellenius, originalmente para estudar solos saturados, foi ampliado para outros solos e em condições de análise em tensões efetivas.

Strauss (1998), no método são utilizadas fatias para determinar a distribuição da tensão normal na superfície de ruptura, importante para a análise com tensões efetivas. O método satisfaz somente o equilíbrio de momentos, supondo que a resultante das forças entre fatias é paralela à base. Devido a isto, tem seu fator de segurança subestimado, podendo errar em até 60% segundo Whitman & Bailey (1967). O Método de Fellenius se deriva do método de fatias onde a solução consiste nas seguintes etapas:

- Subdividir o talude em fatias e assumir a base da fatia linear
- Efetuar o equilíbrio de forças de cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia são geradas pelo peso de solo contido na fatia
- Calcular o equilíbrio do conjunto através da equação de equilíbrio de momentos.

O método das fatias permite levar em consideração a heterogeneidade do terreno, pois é possível considerarem-se “ c ”, “ ϕ ” e “ γ ” para diferentes fatias, conforme tipo de camada de solo e ainda levar em conta as pressões neutras que apareçam ao longo da superfície de ruptura, sejam essas provenientes de submersão, percolação, adensamento ou deformações de cisalhamento.

Segundo Massad (2003), no método de Fellenius, faz-se o equilíbrio das forças no sentido normal à base da lamela, conforme a Figura 11.

Figura 11. Forças na lamela genérica

Fonte: Massad (2003)

As forças na lamela representada na Figura 11, estão descritas na Equações 4,5 e 6.

$$\bar{N} + U = P \cdot \cos \theta \quad (4)$$

Ou:

$$\bar{N} = P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta \quad (5)$$

U = resultante das pressões neutras atuantes na superfície de ruptura

u = pressão neutra ao longo da superfície de ruptura

Δx = comprimento perpendicular entre os dois lados da lamela

Substituindo-se a Equação (4) em (5), pode-se calcular o coeficiente de segurança F , Equação 6.

$$F = \frac{\sum [c', l + (P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta) \cdot \tan \phi']}{\sum (P \cdot \sin \theta)} \quad (6)$$

Segundo MASSAD (2003), neste método, quando a pressão neutra é elevada, o coeficiente F pode resultar abaixo do valor que seria obtido no método de Morgenstern-Price, que é mais rigoroso; isso ocorre porque, no método de Fellenius, ignora-se que as forças resultantes das pressões neutras atuam também nas faces entre as lamelas, e como são forças horizontais têm componentes na direção normal à base das lamelas.

Método de Bishop

Segundo VARGAS (1981), Bishop, em 1955, generalizou o método das fatias, criando alternativa que levasse em conta o efeito dos empuxos e cisalhamento ao longo das faces laterais das fatias. Foi o primeiro método menos rigoroso capaz de analisar superfícies potenciais de ruptura com forma circular. Neste método, o equilíbrio completo de forças e momentos é verificado.

Na realidade, representa uma modificação do método de Fellenius, levando em conta as reações entre as fatias vizinhas. Segundo Rogério (1977), o método de Fellenius leva a uma superestimação do fator de segurança (FS) da ordem de 15% em relação ao de Bishop, fornecendo assim, um valor conservador.

Método Simplificado de Bishop

O método de Bishop Simplificado apresenta uma equação que permite o cálculo do fator de segurança de um determinado círculo. Nesta equação é necessário que se pesquisem vários círculos para se obter o valor mínimo de FS.

As hipóteses simplificadoras adotadas para este método, relacionam as forças entre as fatias e a determinação da força normal a base da fatia. A resultante das forças entre as fatias deve ser considerada horizontal e o tipo da superfície de ruptura é circular onde, tem-se n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. O fator de segurança é determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.

O método de Bishop, na prática aconselha considerar estável o talude em que: $FS_{min} > 1,5$.

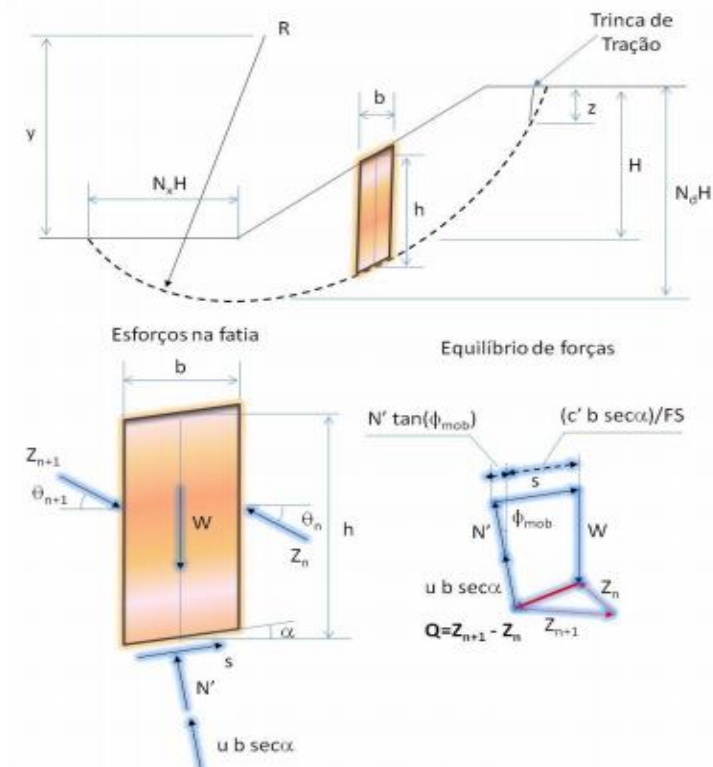
$$FS = \frac{1}{\sum \Delta P \sin \alpha} \sum \left[c' \Delta x + tg \phi' \Delta P (1 - \bar{B}) \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{tg \phi' tg \alpha}{S_0}} \right] \quad (7)$$

Método Spencer

É um método originalmente desenvolvido para superfícies de ruptura circulares, mas pode ser adaptado a uma superfície não circular com um centro de rotação fictício, segundo Nash (1987). Ele é um método rigoroso, pois atende as todas as equações de equilíbrio de momentos.

O método desenvolvido por Spencer (1967), assume que as forças entre as fatias são paralelas entre si, ou seja, todas são inclinadas de um mesmo ângulo. O valor desse ângulo não é adotado, mas sim calculado como parte da solução do problema. O processo de cálculo é iterativo, onde são adotados valores para o fator de segurança e para inclinação do talude. Os cálculos são repetidos por diversas vezes até que o equilíbrio de forças e momentos seja satisfeito para cada fatia. É considerado um ‘‘método exato’’, pois considera em sua formulação o equilíbrio de forças e de momentos em cada fatia, porém requer maior tempo computacional, podendo ser utilizado em superfícies de ruptura circular ou não circular (USACE, 2003). Na Figura 12 é apresentado um esquema estático do Método de Spencer.

Figura 12. Esquema estático – Método de Spencer.



Fonte: Massad (2003)

As seguintes hipóteses foram introduzidas no Método de Spencer para calcular a equiíbrio limite de forças e momentos em fatias individuais:

- Os planos de divisão entre as fatias são sempre verticais;
- O método admite a existência de trinca de tração;
- A resultante Q é definida em termos totais, isto é, incorpora a parcela efetiva e a pressão da água atuante em cada fatia;
- As forças interlamelares têm uma inclinação constante;
- Para garantir o equiíbrio, a resultante das forças interlamelares (Q) passa pelo ponto de interseção das demais forças atuantes (W, N" e S);
- A partir do equiíbrio de forças nas direções paralela e normal a base da fatia chega-se a Equação 8, da resultante Q.

$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{FS} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left\{ 1 + \frac{\tan \phi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right\}} \quad (8)$$

A Equação 8, também incorpora o fator de segurança, dessa forma, também é necessário utilizar um processo iterativo para o cálculo do FS final (Massad,2003).

Para solucionar o problema de desequiíbrio entre o número de equações e de incógnitas, Spencer sugeriu adotar um valor de inclinação θ constante para todas as fatias (Massad,2003).

Método de Jambu

Janbu (1954) apud Strauss (1998), desenvolveu o primeiro método para análise de estabilidade de taludes considerando superfícies de ruptura não circulares podendo ser utilizado em superfícies circulares). Uma versão simplificada deste método foi também desenvolvida, considerando que as forças cisalhantes entre fatias são nulas, obtendo uma força total normal (P) equivalente à encontrada por Bishop Simplificado.

A fórmula de Janbu é bastante similar à do método simplificado de Bishop e o valor do fator de segurança calculado pelo método é igual ao obtido pelo método de Bishop, multiplicado pelo fator de correção (f_o) que relaciona a geometria da superfície de escorregamento em estudo e leva em consideração os efeitos das forças tangenciais, depende dos parâmetros (c e ϕ) e considera a influência das forças verticais entre as lamelas. Em geral tem-se $1,0 < f_o < 1,3$ (Fiori e Carmignani, 2001).

O tipo da superfície de ruptura deste método é qualquer onde se têm n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. A posição da última fatia não é utilizada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia.

O fator de segurança é determinado a partir do equilíbrio das forças e de momentos.

$$FS = f_o \left(\frac{1}{\sum \Delta P \sin \alpha} \sum [c' \Delta x + tg \phi' \Delta P (1 - \bar{B}) - \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{tg \phi' tg \alpha}{S_0}}] \right) \quad (9)$$

Gráficos de Bishop e Morgenstern

O método apresenta graficamente ábacos para o cálculo expedito do coeficiente de segurança desde que satisfizessem as seguintes condições:

- A resistência ao cisalhamento do talude pudesse ser representada em termos de pressão efetiva;
- O parâmetro que expressa a relação entre a pressão neutra e a pressão vertical do peso de terra (B), fosse aproximadamente constante ao longo da superfície de ruptura;
- Os taludes fossem simples, não considerando bermas em seu pé ou sobrecargas na sua crista;
- Quando o talude não se apoia sobre um material mais resistente, a equação de resistência e o parâmetro (B) são aproximadamente os mesmos para o talude e para a fundação.

2.10 TÉCNICAS UTILIZADAS NA SOLUÇÃO DE TALUDES INSTÁVEIS

As técnicas utilizadas para estabilização de taludes podem ser descritas em dois tipos: estabilização do maciço e contenção ou reforço.

Para a estabilização do maciço, os responsáveis pelo cadastro de corte e aterros devem classificar os pontos críticos de acordo com o tipo de intervenção que estes necessitam, ou seja, sem intervenção ou com simples intervenções e com intervenções. Quando da realização da estabilização sem intervenção ou com intervenções simples, não haverá necessidade de elaboração de investigações e projetos específicos para sua implantação (serviços de limpeza e recuperação da drenagem ou proteção superficial, remoção de lixo ou entulho e outros serviços de manutenção). Poderia adotar como exemplo o caso, quando a maioria dos dispositivos de drenagem está comprometida, e que a simples desobstrução de sarjetas, canais, canaletas e bueiros forem suficientes para restabelecer as condições de pleno funcionamento das obras existentes. Para os locais onde serão realizadas intervenções, serão necessárias investigações complementares e elaboração de projetos específicos (OLIVEIRA, 2006).

A priorização das áreas pertencentes ao grupo, que demanda a implantação das obras de estabilização deverá considerar os níveis de risco geotécnico mais elevado e o ganho de segurança potencial ocasionado pelas intervenções (OLIVEIRA, 2006).

Segundo Vargas (1981), para que uma obra de estabilização de taludes tenha sucesso, é necessário atender alguns preceitos básicos.

Estudos de investigação que é uma fase para a qual são dispensadas pouca atenção, verba e prazo, e é de suma importância, pois é fundamental que se tenha as causas do problema para se elaborar as soluções mais adequadas;

Elaboração de projeto sendo as soluções adotadas devem tratar diretamente as causas da instabilização, para não haver superdimensionamento nem subdimensionamento. É importante avaliar as características do talude para se elaborar um projeto específico para o caso, pois nem sempre duas obras similares admitem o mesmo projeto.

Execução de obras, no qual, vários os casos em que as condições de campo, difíceis de serem detalhadas com precisão, exigem alterações de projeto; é importante que o engenheiro de campo tenha conhecimento de todos os estudos prévios e dos detalhes do projeto, para que tenha condições de tomar a decisão mais acertada. A atenção aos detalhes executivos, principalmente àqueles relativos à drenagem e proteção superficial do talude, é tão importante quanto a obra como um todo, pois um descuido poderá custar, no futuro, a re-execução da obra.

Guidicini e Nieble (1984), modificado por FREIRE, 1965, agruparam sete providências saneadoras dos escorregamentos:

- Eliminação da água;

- Atenuação do dessecamento;
- Atenuação da pressão d'água;
- Atenuação dos efeitos da gravidade;
- Atenuação e controle da erosão;
- Combate à ação do gelo;
- Diversos (controle de desmonte em taludes rochosos, proteção a jusante, controle do carregamento a montante, etc.)

Para taludes rochosos, segundo Hoek e Londe (1974) apud Guidicini e Nieble (1984), as técnicas de melhoria da estabilidade de taludes rochosos resumem-se em quatro grupos básicos: mudança na geometria do talude, drenagem de água subterrânea, reforço do maciço, controle de desmonte. Destes, os três primeiros se aplicam também a taludes terrosos.

2.11 ESTUDO DE CASO

A conveniência ecológica de proporcionar uma destinação adequada aos pneus inservíveis e a melhoria técnica que o ligante asfáltico agrega, com sua modificação proporcionada pela borracha, são os grandes motivadores da utilização deste tipo de ligante (MORILHA; GRECA, 2003).

As aplicações da borracha vão além do ligante asfáltico, pode ser adotados em aterros, muros de arrimo e misturado ao solo em taludes.

O fato de comumente os solos naturais não preencherem todas as exigências de um projeto geotécnico, por não possuírem parâmetros de resistência adequados para sua utilização, faz com que cada vez mais se procure por alternativas para a viabilização da utilização destes em obras geotécnicas.

Uma alternativa para se viabilizar técnica e economicamente a realização de obras de engenharia sobre solos pobres é remover o material existente no local e substituí-lo por outro com características adequadas ou modificar e melhorar as propriedades do solo existente, de modo a criar um novo material com características de resistência e deformabilidade adequadas. Dentre os processos para alteração das propriedades de um solo e aumento de sua resistência, inclui-se o reforço do mesmo com a inclusão de elementos resistentes.

Dentro desse contexto, o presente trabalho procurou verificar a viabilidade do uso da borracha moída de pneus inservíveis como material de reforço de solos para aplicação em obras geotécnicas, no meu caso taludes. Visto que obras geotécnicas consomem um volume elevado

de materiais, a utilização de resíduos como a borracha moída de pneu, se torna uma aplicação interessante para disposição destes de forma racional.

Mas desta matéria-prima pode ser processada de várias maneiras antes de ser usado, e, assim, levando a materiais muito diferentes, dependendo do tamanho dos pedaços de borracha.

Para ter melhor entendimento, a Figura 13 mostra o aspecto de diferentes tamanhos de borracha utilizados.

Figura 13. Aspecto de diferentes tipos de borracha



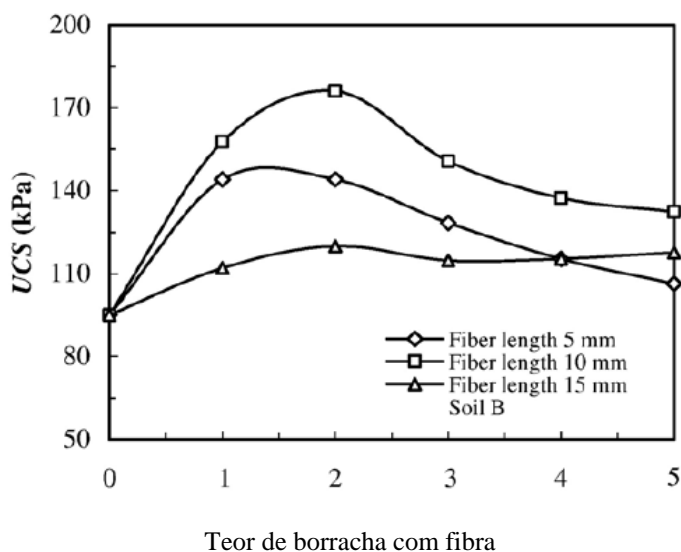
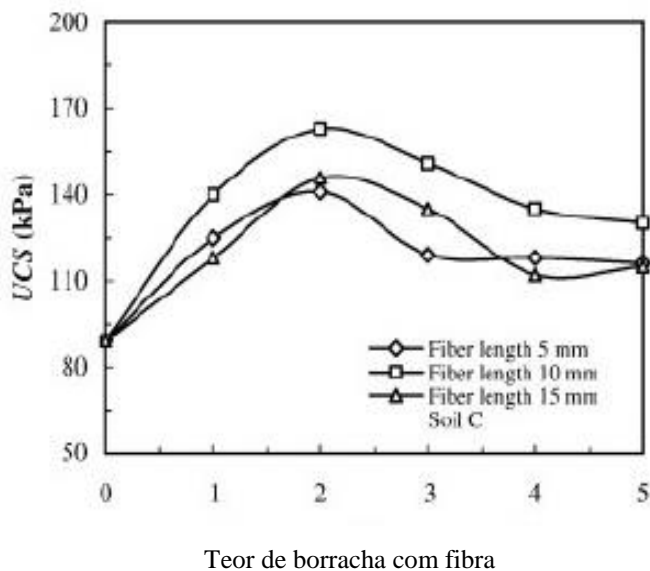
Fonte: WEB.

É importante ser capaz de classificar os diferentes tipos de borracha como o seu comportamento mecânico pode ser diferente de acordo com o tipo e forma das partículas de borracha.

S.Akbulut (2009), fez uma experiência na qual eles estudaram as propriedades das misturas de borracha com areia, com diferentes comprimento de fibras de borracha: eles descobriram que o comprimento da fibra tinha na influência sobre a resistência à compressão simples (UCS), como podemos ver nas Figuras 14 e 15 que conclui o tamanho das fibras e seus respectivas resistência a compressão.

Figura 14. Efeito da fibra de pneu em sucata resistente a compressão simples (USC) de uma amostra

(a)

**Figura 15.** Efeito da fibra de polietileno sobre USC de uma amostra (b)

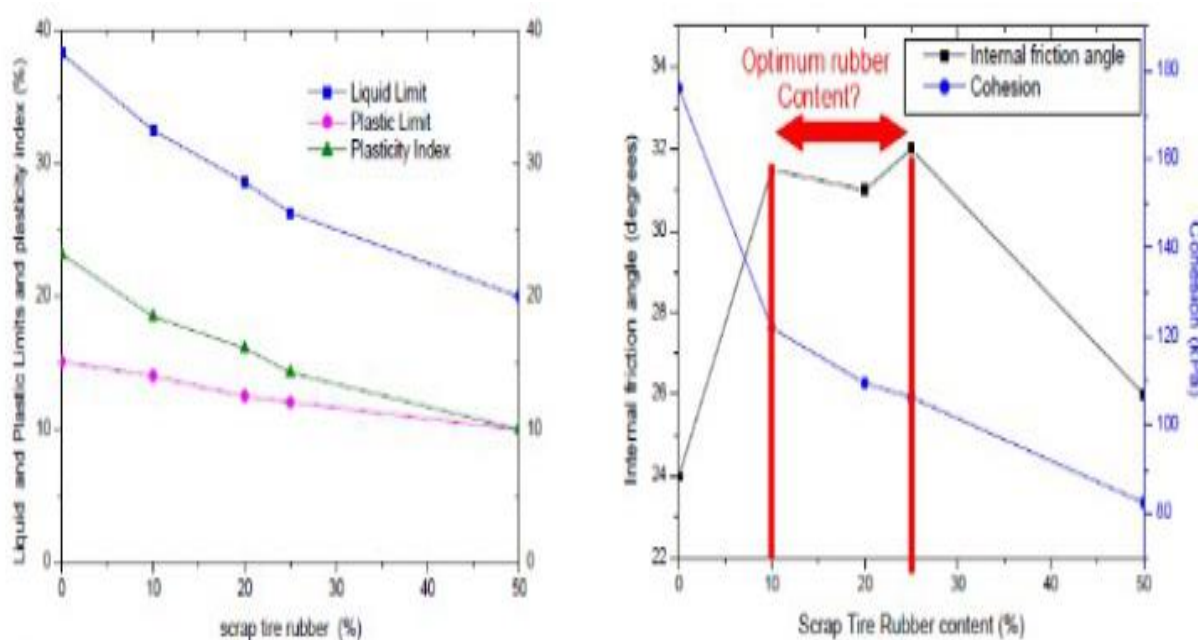
Outros estudos foram executados, tal como a feita por A.Edincliler & al.(2009), desta vez com ensaios de cisalhamento direto, que afirmou que "Três fatores são encontrados para afetar significativamente as propriedades mecânicas: esforço normal, técnicas de processamento, e o conteúdo de pneus usados". Os valores de CBR para diferentes relações de aspecto e o conteúdo de borracha em uma mistura de borracha e areia, que mostrou que

inclusões de fibra com ótima relação do CBR do subleito e, portanto, pode causar uma diminuição substancial na espessura do projeto do pavimento.

Mas as propriedades mecânicas de um solo misturado com borracha não dependem apenas do tamanho das partículas e, claro, o material com o qual é misturado, mas também o teor de borracha na mistura.

Na Figura 16, podemos ver os resultados de um estudo realizado por H.Sellaf & al. sobre o efeito do conteúdo de borracha sobre as características dos sedimentos dragados e o impacto do conteúdo de borracha sobre os limites de consistência, ângulo de atrito interno e coesão.

Figura 16. Atterberg limites, a coesão e o ângulo de atrito em função do conteúdo de borracha



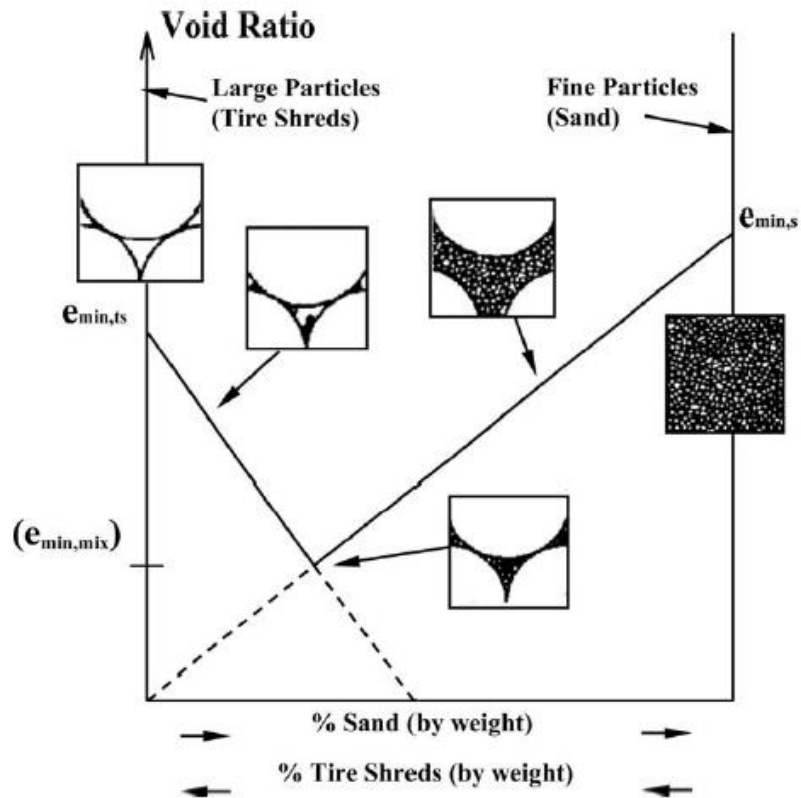
Fonte: GIRAUD (2017)

Como pode se ver na Figura 17, com o ângulo de atrito e coesão, parece possível encontrar um teor de borracha "ótimo" que permite que não se degrade muito a coesão do solo, e para aumentar um máximo seu ângulo de atrito. A influência do aumento no teor da borracha também diminui a coesão.

Outra abordagem feita por S.Yoon (2005), determinou o efeito do teor de borracha no índice de vazios do solo. Em relação a esta abordagem, o conteúdo de borracha "ideal" seria

aquele que permite que o solo tem uma razão mínima vazio. Este raciocínio está bem representado na Figura 17.

Figura 17. Arranjos índice de vazios mínimas de embalagem binária de partículas



Fonte: Yoon, 2005

3 MATERIAIS

3.1. MATERIAIS

Com o estudo bibliográfico, foi determinado qual método a ser utilizado para caracterizar as propriedades mecânicas das misturas de borracha com solo e o efeito dos teores de borracha. Assim, o primeiro passo foi determinar as propriedades destes materiais. Decidiu-se, portanto, realizar uma análise granulométrica da borracha e do solo.

O solo que foi usado foi obtido pela mestranda Cândida Bernardi, que já tinha realizado uma análise granulométrica completa e também os Limites de Atterberg.

Assim sendo, a próxima etapa era encontrar um protocolo experimental que permitisse estudar o comportamento mecânico das várias misturas, sem ter os efeitos de outros parâmetros tais como a compactação ou teor de água. A melhor maneira de solucionar é compactar o solo no teor ótimo de água, com a mesma energia, como a energia Proctor Normal, uma vez realizada em vários estudos encontrados durante o estudo bibliográfico.

Na sequência, foi a escolha do conteúdo de borracha que iria sofrer análise. Como o objetivo do estudo foi também encontrar um teor de borracha "ótimo", foi proposto estudar os conteúdos que foram ideais em outras pesquisas, o que aconteceu com faixa de 2 a 10% da borracha. Com não muito tempo para realizar os testes a escolha dos conteúdos foram de 2, 5, 10 e 25%, assim, explorando uma gama suficiente de teores de borracha e também de ser capaz de explicar os efeitos de um elevado teor de borracha nas misturas. É claro que um teste no solo sem borracha também foi realizado, a fim de tornar os resultados comparáveis.

Para configurar as misturas, não foi utilizado nenhum método particular, por a borracha ser muito fina, e assim, muito fácil de misturar com o solo realizado com as mãos.

Finalmente, teve que ser escolhido um teste que permita explorar as propriedades mecânicas de um solo. Enquanto os parâmetros coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ) são os mais utilizados em mecânicos de solo, foi realizado testes que podem permitir obter facilmente esses parâmetros, isto porque, estava disponível no laboratório. Assim, optou-se por usar os testes de cisalhamento direto, equipamento disponível, visto que, com a revisão bibliográfica realizada foram as tensões de cisalhamento, a principal causa de ruptura dos solos, e, portanto, o ensaio mais usado.

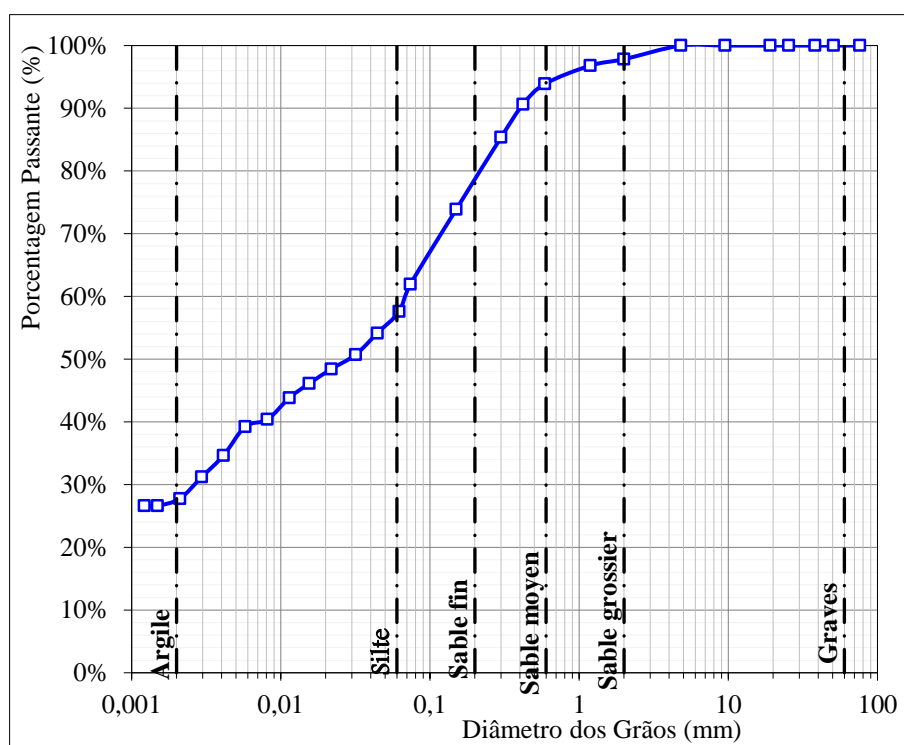
Sendo assim, a próxima parte, comentarei sobre os materiais envolvidos neste experimento, que existem características e como elas foram resolvidas antes dos testes.

Granulometria do Solo

Para obter a granulometria, decidiu-se realizar os testes no solo colhidas no Bairro Itacorubi. Este solo é um residual de diabásio que é não-laterítico. Assim, foi obtido a análise granulométricas com sedimentação deste material, a fim de conectar os resultados do estudo ao tamanho das partículas de solo e suas proporções. Esta granulometria foi feita respeitando o DNER-ME 051/64, norma de "Análise Granulométrica de solos".

Pode se ver na Figura 18, os resultados dos testes, que mostrou que este material era constituído por cerca de 28% de argila, 30% de silte, 16% de areia fina, areia de granulometria média de 20%, 4% de areia grossa e 2% de pedregulho, com referência à Norma brasileira.

Figura 18. Análise granulométrica do solo



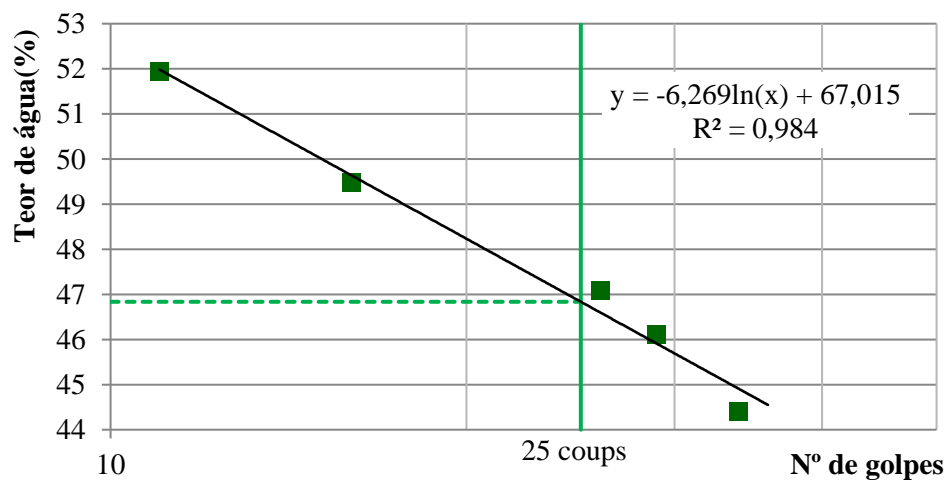
Fonte: Cândida Bernardi, 2017

Figura 19. Análise granulométrica do solo

Fonte: GIRAUD, 2017

Esta granulometria fornece informações importantes sobre o solo, Figura 19, mas elas precisam ser completadas pelos limites de Atterberg: o limite de liquidez e o limite de plasticidade. Estes limites consistem no teor de umidade, entre aqueles que o solo tem um comportamento plástico. A diferença entre esses dois teores umidade fornece o índice de plasticidade, que ajuda muito a identificar o solo.

O limite de liquidez do solo pode ser obtido graças ao Aparelho de Casagrande, que delimita a fronteira entre o estado líquido e plástico do solo, que consiste em determinar o número de golpes que faz com que uma ranhura normalizada a entrar em colapso, com solos com diferentes teores de umidade, Figura 20.

Figura 20. Determinação do limite de liquidez

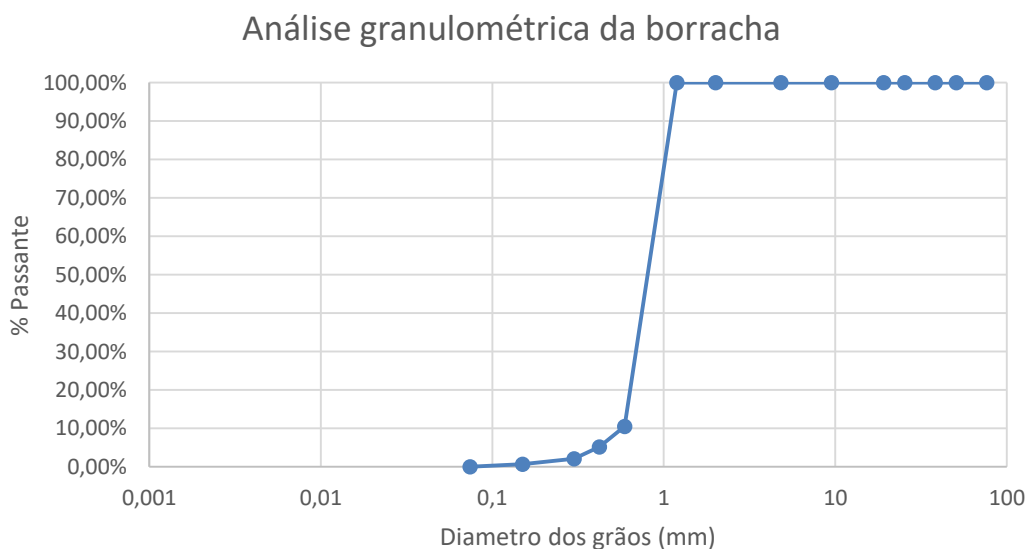
Fonte: GIRAUD, 2017

O índice de plasticidade pela Equação 1, é $LL-PL = 3\%$, o que significa que o solo é diferente de plástico.

Granulometria da Borracha

Realizado a granulometria do solo, foi realizado uma análise granulométrica sobre a borracha para caracterizar o tamanho dos grãos de borracha e sua influência sobre os resultados. Como se pode ver na Figura 21, era uma borracha muito fina que pode ser classificada como borracha triturada ou borracha em pó de acordo com a norma ASTM D6270 (ASTM 2012). De fato, esta borracha tem partículas que vão desde menos de 0.425 milímetros a 2 milímetros, o que não corresponde com quaisquer definições de borracha triturada e de borracha em pó.

Figura 21. Análise granulométrica de borracha



Fonte: GIRAUD, 2017

É importante notar que nenhuma sedimentação foi realizada, como as partículas mais finas de borracha são muito leves e não pode afundar. Assim a classificação das partículas de menos de 75 μm foi feita como partículas deste tamanho, o que obviamente não é verdade, mas o conteúdo dessas minúsculas partículas parece estar perto de 0%. No entanto, pode também ser visto que a granulometria da borracha varia principalmente a partir de 0,2 mm a 2 mm.

3.2.1 Proctor Normal

Como foi decidido executar uma compactação a um teor ideal de água antes dos testes de cisalhamento, também tinha que determinar este teor ótimo de água para cada mistura de solo e borracha. Para fazer isso, foi usado a compactação com a energia do Proctor Normal que permite determinar o teor ótimo de cada mistura.

A mistura do solo com borracha pode ser vista na Figura 22.

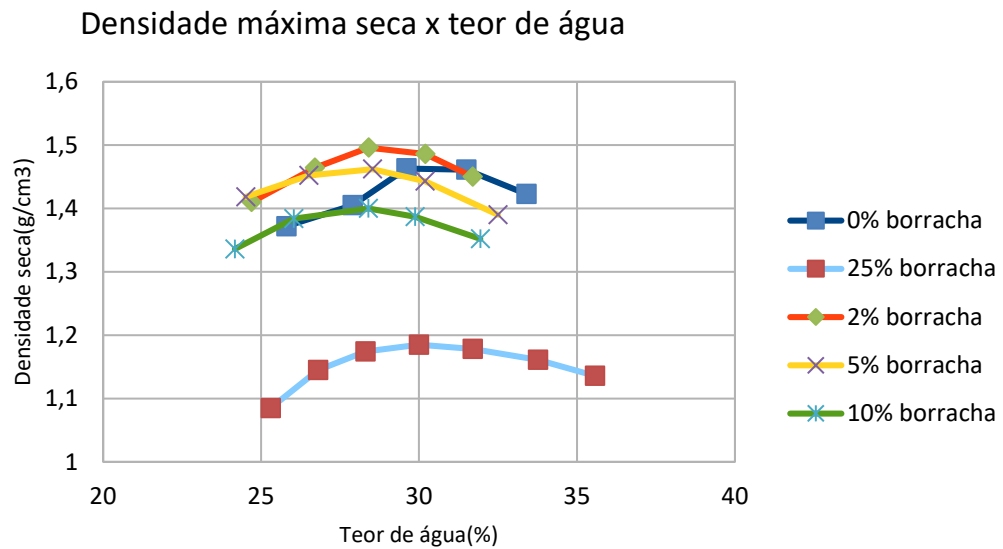
Figura 22. Aspecto de uma mistura homogeneizada (25% de borracha)



Fonte: GIRAUD, 2017

A caracterização das características de compactação das misturas solo-borracha, as 5 curvas de compactação obtidas durante o teste podem ser vistas na Figura 23.

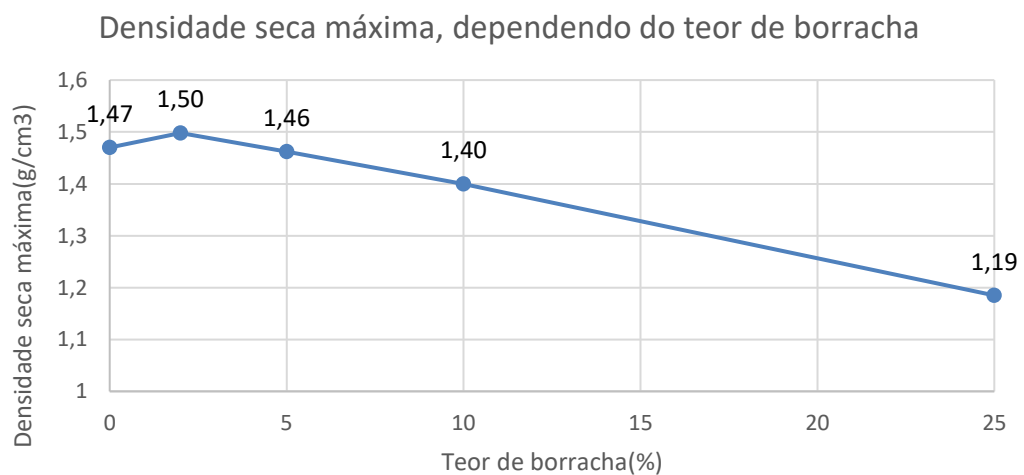
Figura 23. Densidade máxima seca, dependendo do teor de água para vários teores de borracha



Fonte: GIRAUD, 2017

A densidade seca máxima dependendo do teor de borracha está referenciado na Figura 24.

Figura 24. Densidade seca máxima, dependendo do teor de borracha



Fonte: GIRAUD, 2017

Quadro 7. Relação da densidade seca pelo teor de borracha

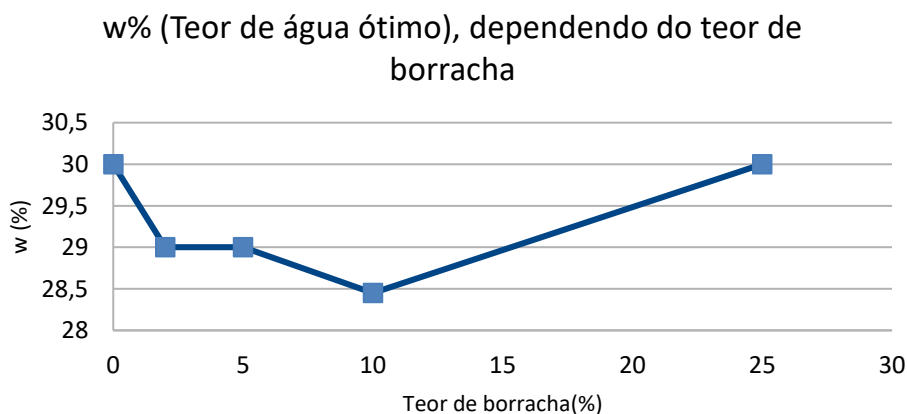
Densidade seca máxima (g/cm ³)	Teor de borracha (%)
1.47	0
1.50	2
1.46	5
1.40	10
1.19	25

Fonte: autoria própria, 2018

Como pode se ver no Quadro 7, a densidade seca máxima aumentou para a mistura com 2% de borracha, e depois diminuiu com a adição de mais borracha. Isso pode ser explicado por vários efeitos do teor de borracha no solo.

- É um material leve, o que explica que quanto mais borracha na mistura, menos denso será.
- A borracha pode absorver uma parte da força dinâmica exercida sobre as amostras, o que permite que o solo possa ser menos compactado.
- Aumento da densidade seca máxima com 2% de borracha pode ser explicado pelo fato de que este valor permite obter o índice de vazios mínimo com este solo, por causa da geometria e rearranjo das partículas

Na Figura 25, também podemos ver a evolução do teor de água ideal.

Figura 25. Teor de água ótimo, dependendo do teor de borracha

Fonte: GIRAUD, 2017

Podemos observar uma diminuição do teor ótimo de água até a quantidade de 10% de borracha na mistura, e com 25% de borracha, este teor de água aumenta novamente até o mesmo número que o solo está sem a mistura.

A respeito da mistura de 25% de borracha, que teve um comportamento muito específico, podemos ter um motivo. Para as outras misturas, a densidade seca diminuiu imediatamente, quando o teor de água passou para além do ótimo. Mas aqui, a densidade cai ligeiramente, que pode ser interpretado como o fato de que a água tem menos efeito sobre a compactação, quando o material tende a um alto teor de borracha.

3.2.2 Ensaio

A fim de determinar as características físicas das diferentes misturas, o teste de cisalhamento direto foi escolhido. Neste teste foram realizados sobre as 5 misturas com respectivamente 0,2,5,10 e 25% de borracha.

Os testes foram realizados de acordo com a norma "ASTMD 3080: Teste de cisalhamento direto de solos sob Condições drenadas consolidadas".

Neles estão inclusas várias etapas: compactação, consolidações e cisalhamento, que serão detalhadas nos parágrafos seguintes. Depois disso, uma interpretação e um comentário dos resultados serão apresentados.

3.2.3 Compactação

Antes de submeter as amostras ao teste, elas são compactadas no Proctor Normal com umidade ótima, determinada previamente. Em seguida, são moldados com muitas precauções, a fim de não causar microfissuras, que poderiam levar a uma ruptura preferencial e, assim, perturbar os resultados finais. Na Figura 26, pode se ver a amostra após compactada.

Figura 26. Aplicação de uma amostra compactada



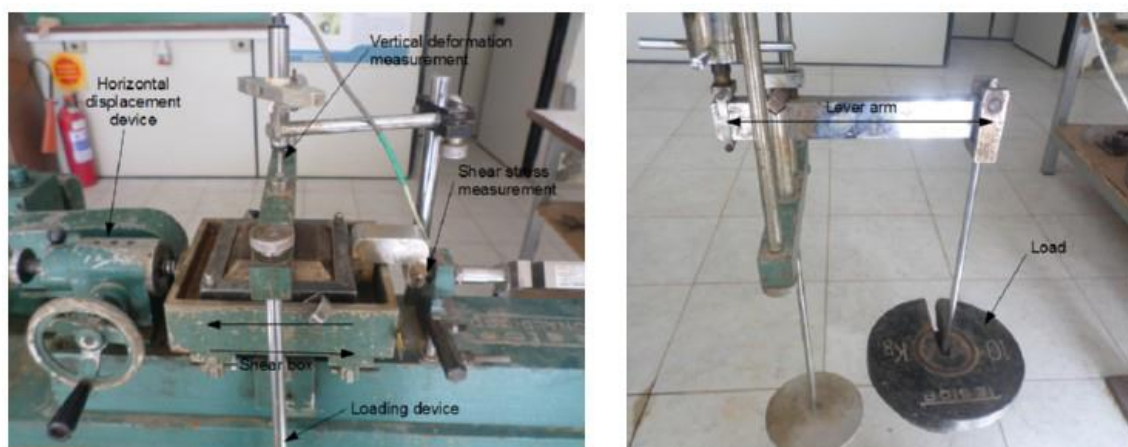
Fonte: GIRAUD, 2017

A densidade da amostra é determinada conhecendo o volume do molde e o teor de umidade da amostra.

3.2.4 Dispositivo de cisalhamento

Agora vamos introduzir o dispositivo de cisalhamento direto, Figura 27.

Figura 27. Dispositivo de cisalhamento direto



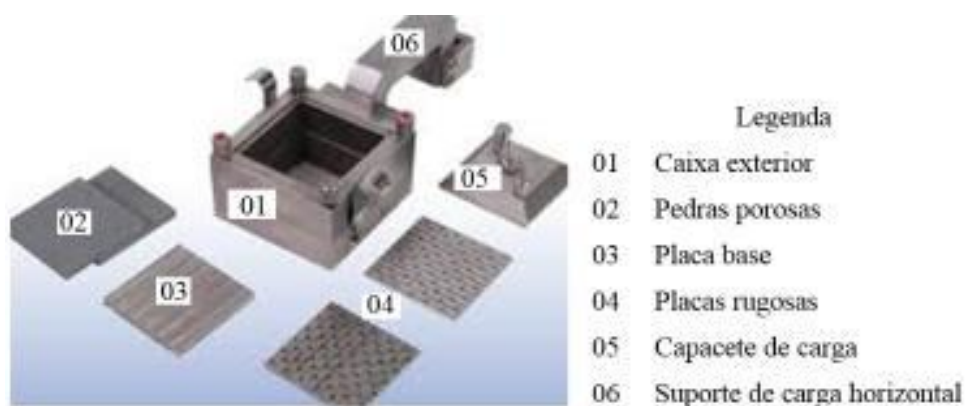
Fonte: GIRAUD, 2017

Como podemos ver nas figuras acima, o dispositivo de cisalhamento direto está equipado com vários sensores que permite analisar o comportamento do solo, um

dispositivo motorizado de deslocamento horizontal, que permite cisalhar a amostra a uma velocidade constante e, portanto, para obter a deformação horizontal com precisão. O dispositivo de carregamento é constituído por uma estrutura 18 kg com um braço de alavanca de 5 vezes, de modo que possa ser fácil de submeter as amostras a importantes tensões normal.

A caixa de cisalhamento é equipada com vários itens que garantem a drenagem da amostra e algumas outras funções, como podemos ver na Figura 28.

Figura 28. Componentes da caixa de cisalhamento



Fonte: Web

O tipo de dispositivos de drenagem usados depende de granulometria do solo, aqui como o solo é bastante fino, os dispositivos apropriados têm que ser bem usado. Além disso, as ranhuras do dispositivo têm de ser colocadas perpendicular à direção de cisalhamento.

3.2.5 Consolidação

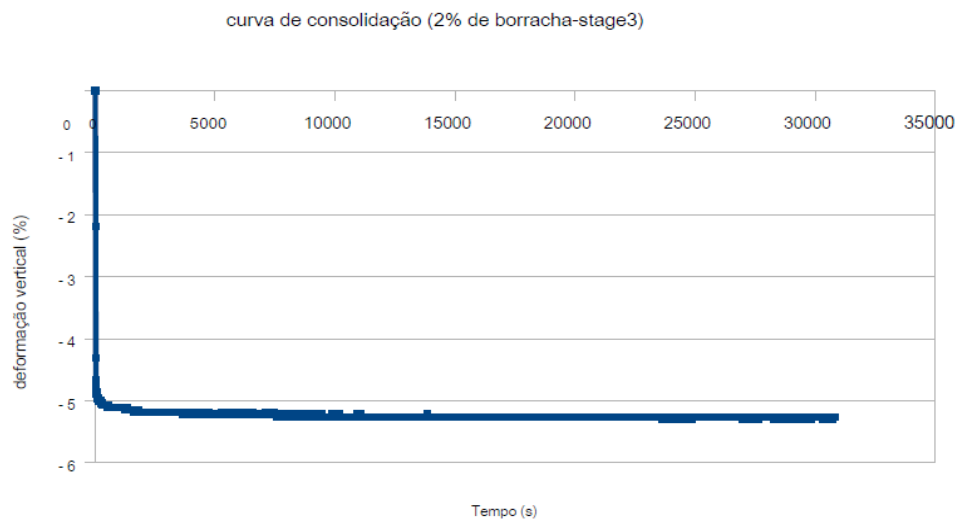
Os ensaios foram realizados com amostras saturadas, o que permite evitar a sucção no solo, que pode ser devido ao comportamento expansivo deste tipo de solo. Assim, toda a caixa de cisalhamento foi preenchida com água antes da consolidação e o cisalhamento. Este método é recomendado pela norma ASTM 3080. O primeiro estágio de consolidação permite que o solo expulse a água do solo (dissipação da pressão intersticial). O Quadro 8 resume as condições dos 3 ensaios necessários para cada mistura.

Quadro 8. Estágios de aplicação de força por tempo

Etapa	1	2	3
Força Normal (N)	330	780	1280
Tempo de Consolidação (h)	2	6	12

Fonte: autoria própria, 2018

Para verificar o avanço da consolidação do solo, um medidor detectou sua deformação vertical ao longo da fase. Uma vez que a deformação vertical, mantém-se estável, o adensamento do solo está finalizado, porém é necessário deixá-lo durante mais tempo para deixar a pressão intersticial dissipar. Na Figura 29 se vê um exemplo de curva de consolidação.

Figura 29. Curva de consolidação

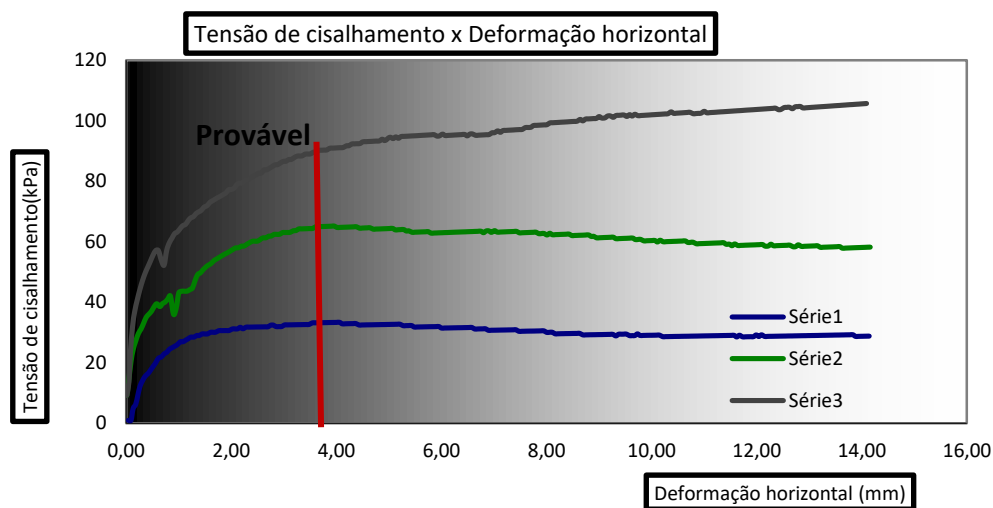
No entanto, é importante notar que esta curva é dada apenas para informação e que os valores da deformação vertical não correspondem diretamente ao assentamento do solo.

3.2.6 Cisalhamento

Após o tempo de consolidação ter sido concluído, a fase de cisalhamento é iniciada. A taxa de deslocamento horizontal é fixada em função do tempo de consolidação. Aqui foi escolhida uma taxa de 0.307 mm / min, o que é o mais baixo, como estamos trabalhando em um solo bom. Esse deslocamento é aumentado pelo menos até a ruptura do solo, mas como este fenômeno é difícil identificar nas curvas, o ensaio continua muito tempo depois, para ter certeza de não perder o evento.

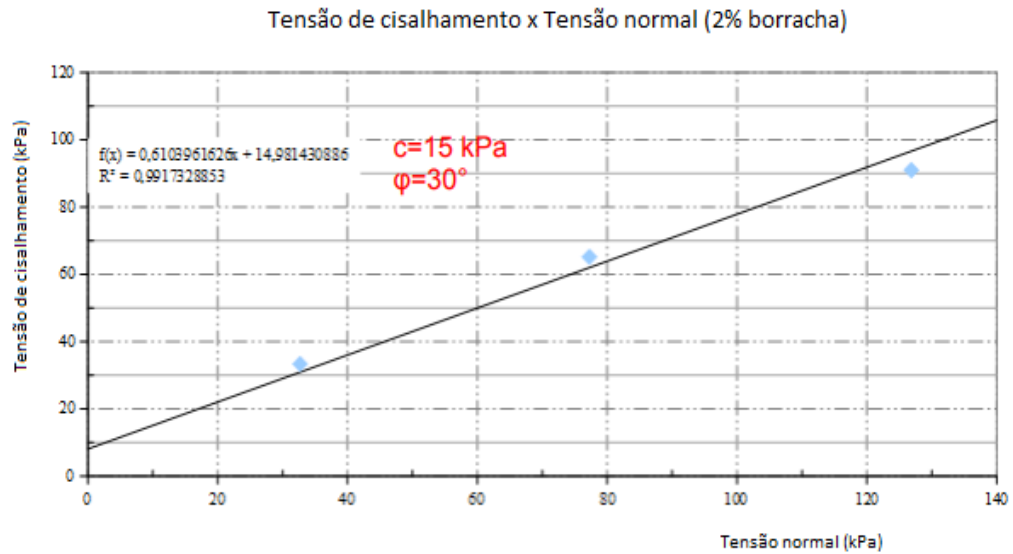
Pode se ver na Figura 30 um exemplo das curvas de deslocamento horizontal em função da força de cisalhamento para os 3 estágios de um teste.

Figura 30. Mistura com 2% de borracha (Tensão x deformação)



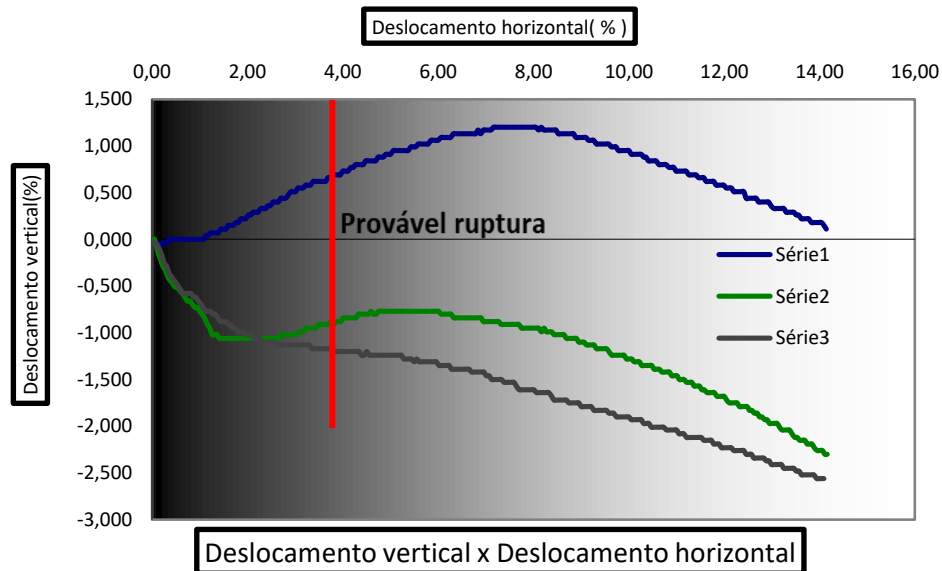
Fonte: GIRAUD, 2017

A linha vermelha corresponde à suposta ruptura, que é determinada graças a uma planilha de cálculo. Esta planilha permite experimentar diferentes taxas de deformação e traçar a linhas correspondente a de Mohr-Coulomb, e, assim, determinar os parâmetros “c” e “ ϕ ”. De fato, c é a tensão de cisalhamento para uma tensão normal = 0, e ϕ é o gradiente da linha da equação de Mohr-Coulomb (τ, σ). O valor escolhido é aquele que satisfaz melhor as seguintes condições: coeficiente r^2 próximo de 1, valores razoáveis de “c”, “ ϕ ”, e a taxa de deformação próxima da ruptura do solo, Figura 31.

Figura 31. Mistura com 2% de borracha (tensões)

Fonte: GIRAUD, 2017

Também é interessante observar as curvas de deslocamento horizontal x deslocamento vertical, Figura 32, que fornece informações sobre o comportamento do solo

Figura 32. Mistura com 2% de borracha (deslocamento).

Fonte: GIRAUD, 2017.

Aqui podemos observar o comportamento expansivo do solo, o que é mais evidente com a baixa tensão normal (série 1) e é quase completamente neutralizado com uma tensão

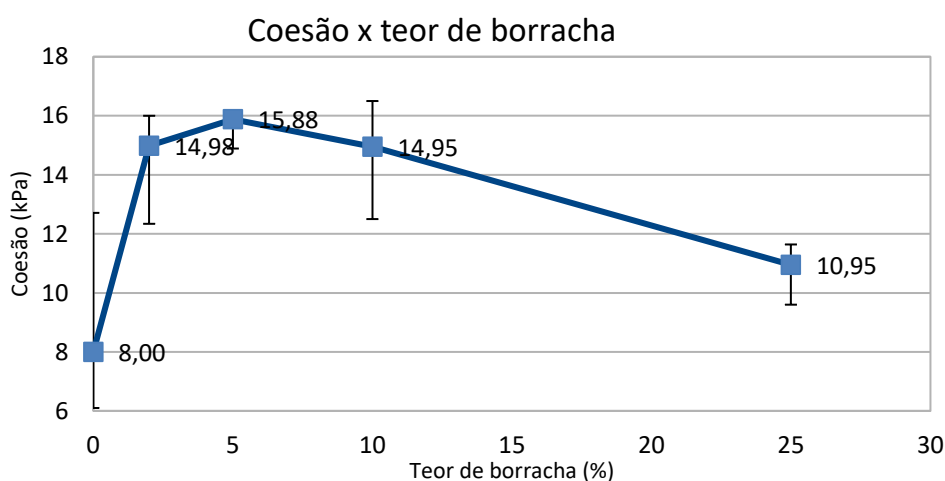
normal alta (série 3). Os gráficos usados para determinar as características das outras misturas podem ser vistos no Anexo A.

3.2.7 Resultados da coesão e ângulo de atrito

Todas as séries de testes fornecem as características c e ϕ para cada mistura, dependendo do teor de borracha. As curvas da Figura 33 mostram essa evolução, referenciadas no Quadro 9.

De 0 a 5% de teor de borracha adicionado na mistura, a coesão do solo aumentou até um valor próximo de 16 kPa, isto é, a coesão natural do solo foi duplicada. Ao adicionar mais do que 5% de borracha, a coesão da mistura diminuiu, mas manteve-se maior do que a coesão natural do solo.

Figura 33. Coesão dependendo da % de borracha



Fonte: GIRAUD, 2017

Quadro 9. Relação da densidade seca pelo teor de borracha

Coesão (kPa)	Teor de borracha (%)
8	0
14.98	2
15.88	5
14.95	10
10.95	25

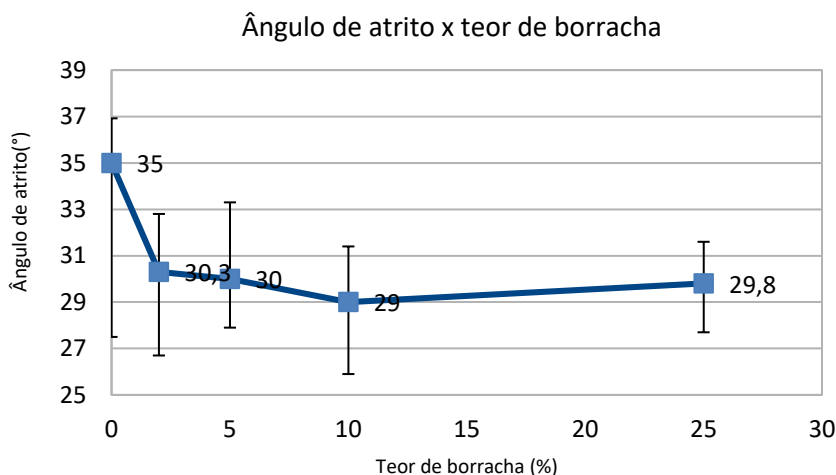
Fonte: autoria própria, 2018

A curva, Figura 33, é a final que resulta em todos os valores selecionados. Note-se que o teste de cisalhamento para a mistura de borracha 5% tinha que ser feito duas vezes, como o primeiro teste deu uma coesão de apenas 6 kPa, que parecia muito diferente dos outros valores e fez pensar que algo ocorreu errado. Percebendo isso e com cuidado foi realizado outro teste que forneceu uma coesão de cerca de 16 kPa, o que está mais perto de outros valores e parecendo mais confiável.

Também escolheu se colocar gráficos com barras de erros representando, para cada conteúdo de borracha, o intervalo de valores possíveis de ângulo de atrito e coesão. Esses intervalos representam a incerteza devido a determinação da ruptura do solo.

A adição de borracha parece causar uma diminuição do ângulo de atrito interno, como podemos ver na Figura 34.

Figura 34. Ângulo de atrito dependendo da % de borracha



Fonte: GIRAUD, 2017

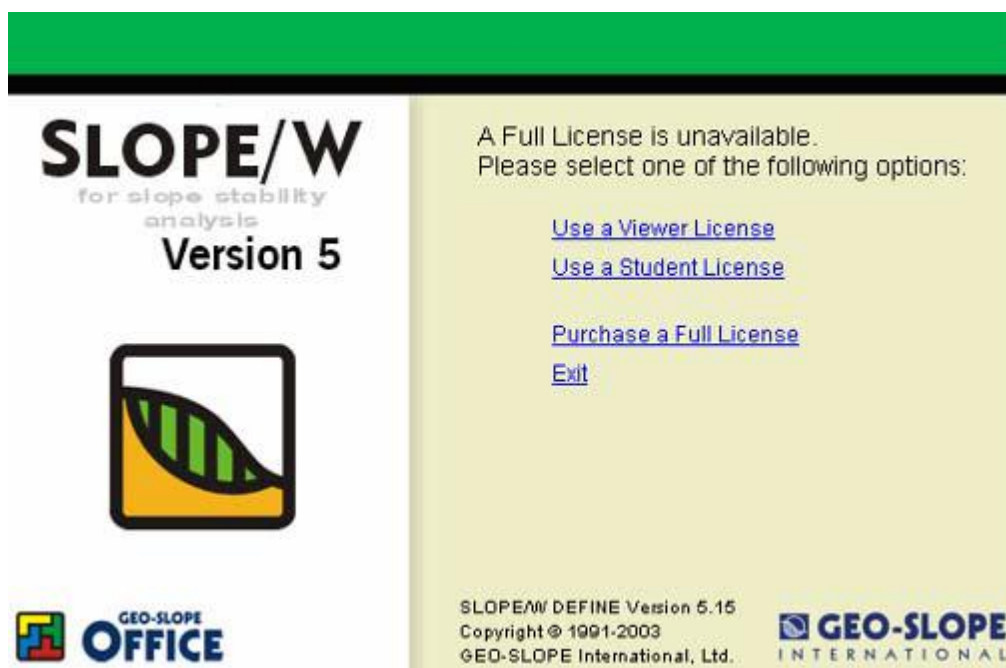
A borracha em pó não tem o efeito esperado sobre o solo. Na verdade, em relação aos estudos anteriores mencionados na revisão bibliográfica, parecia que pedaços de borracha teriam o efeito de aumentar o ângulo de atrito interno do solo e diminuir sua coesão. No entanto, aqui o comportamento do solo quando a borracha é adicionada é o contrário: o ângulo de atrito diminui ligeiramente e ocorre aumentos de coesão e, em seguida, mantém-se maior do que a coesão da mistura de borracha 0%. Neste contexto, a adição de 5% de borracha parece ser o teor de borracha ótima, uma vez que diminui o ângulo de atrito do solo em 13%, com aumento de coesão em quase 100%.

Isto pode ser explicado pelo tamanho das partículas que é muito menor, assim a influência da adição de borracha sobre o índice de vazios não permanece o mesmo, e então, a sua influência sobre as propriedades das mudanças de compactação de solo.

4. MÉTODO

A aplicação de programas computacionais na engenharia é uma crescente realidade. Com base neste contexto foi utilizado, como ferramenta para a análise de estabilidade o programa computacional *SLOPE/W*, produzido pela *GEO-SLOPE International Ltd*. A Figura 35 apresenta o programa mencionado.

Figura 35. Slope/w

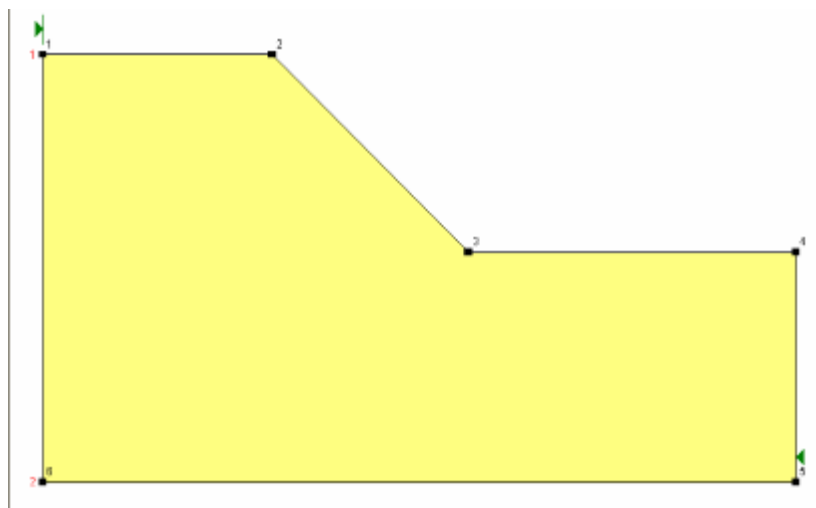


Fonte: Web

SLOPE/W é um programa que usa teoria de Equilíbrio-Limite para calcular o Fator de Segurança de talude em solos e rocha. Pode efetivamente analisar problemas simples e complexos para uma variedade de formas de superfícies de deslizamento, condições de pressão de poros de água, propriedades do solo, métodos de análise e condições de carga.

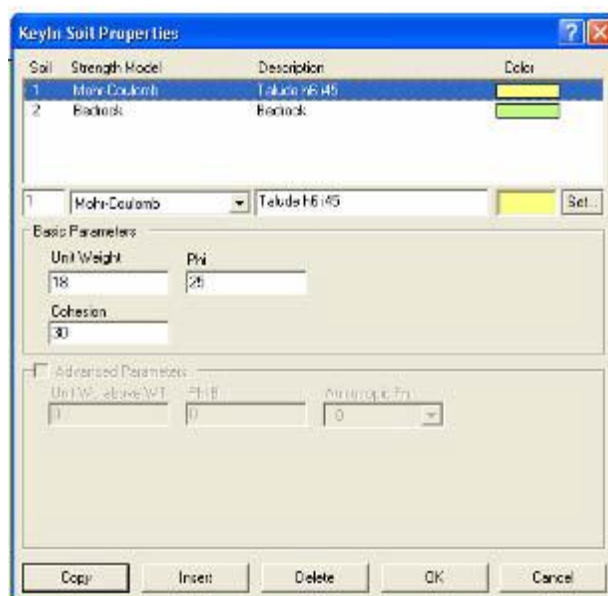
A primeira ação a ser realizada no *SLOPE/W DEFINE*, é definir a geometria do talude, as camadas do solo, conforme apresentado na Figura 36.

Figura 36. Representação da geometria do talude desenhada no programa SLOPE/W



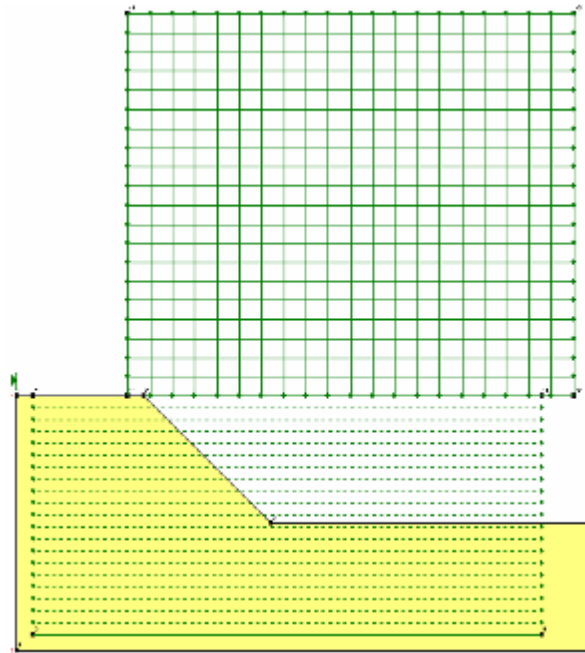
Na sequência são especificados os métodos de análise, e então inseridos os dados de peso específico, coesão e ângulo de atrito para cada camada de solo desenhada. É possível também inserir o nível d'água caso necessário.

Figura 37. Representação da tela onde são introduzidas as propriedades do solo no programa SLOPE/W



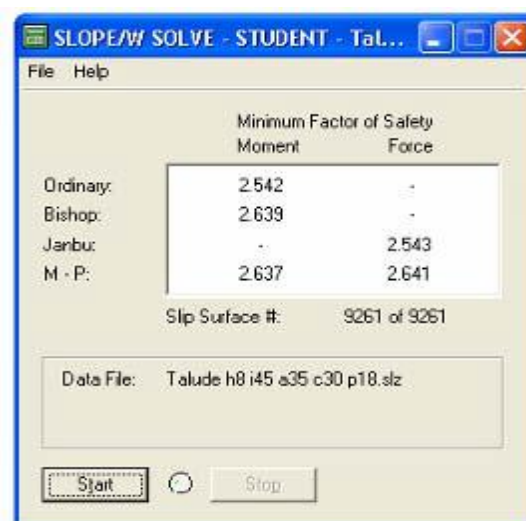
Inseridos os parâmetros do solo e a geometria do talude, devem ser definidos linhas ou pontos os quais são usados para computar o raio do círculo da superfície de ruptura. Em seguida deverá ser estabelecida uma grade de centros de rotação para controlar o local de ensaio das superfícies de deslize.

Figura 38. Representação do desenho para definição das linhas da superfície de deslize e grade de centros de rotação no programa SLOPE/W



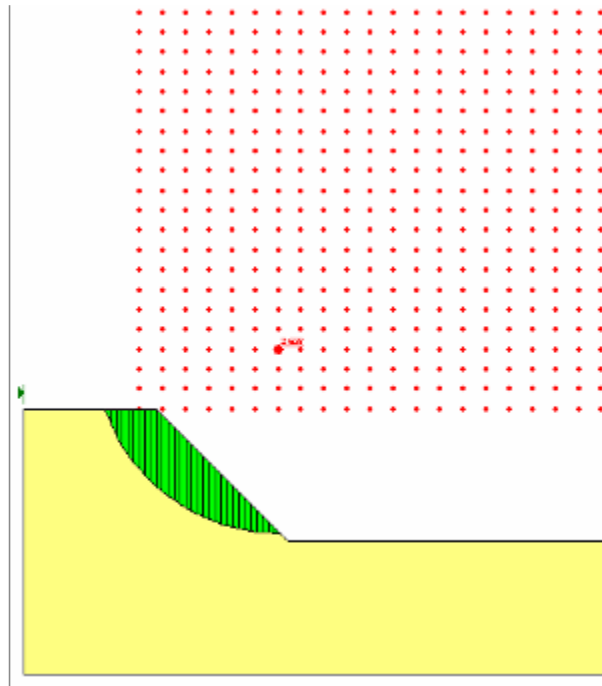
A segunda parte da análise se dá utilizando *SLOPE/W SOLVE*. Para calcular o fator de segurança mínimo, o *SOLVE* carrega automaticamente os dados inseridos no *DEFINE* e processa as simulações de acordo com a grade e linhas definidas para a superfície de deslize.

Figura 39. Representação do programa SLOPE/W SOLVE.



Por fim, o *SLOPE/W CONTOUR* permite ver os resultados da análise graficamente, bem como visualizar todos os parâmetros do solo, seus limites e observações do ensaio.

Figura 40. Representação da demonstração do resultado no programa SLOPE/W CONTOUR



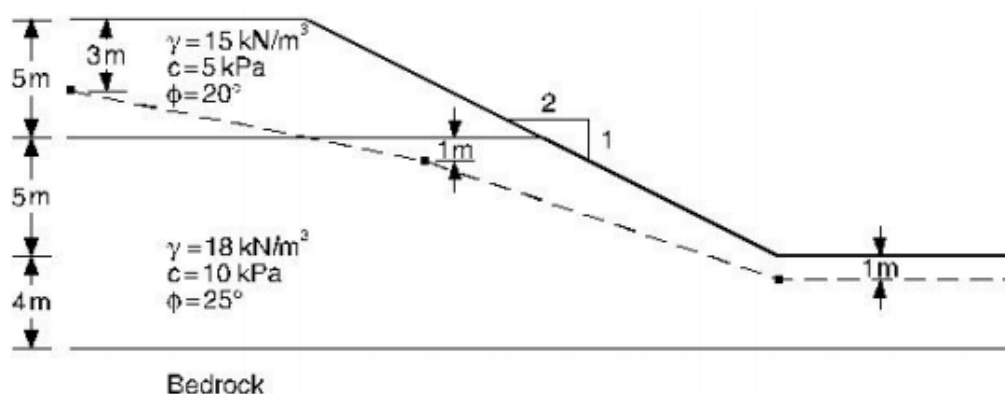
5. RESULTADOS

A realização dos ensaios e a busca de parâmetros realizados anteriormente foram pensadas para poder obter a análise de taludes. Os cinco parâmetros de análise no *GeoSlope*, são:

- Peso específico seco;
- Estado de tensão;
- Ângulo de atrito interno;
- Coesão do solo;
- Peso específico saturado.

A análise foi feita para um talude genérico de acordo com a Figura 41.

Figura 41. Exemplo de um problema



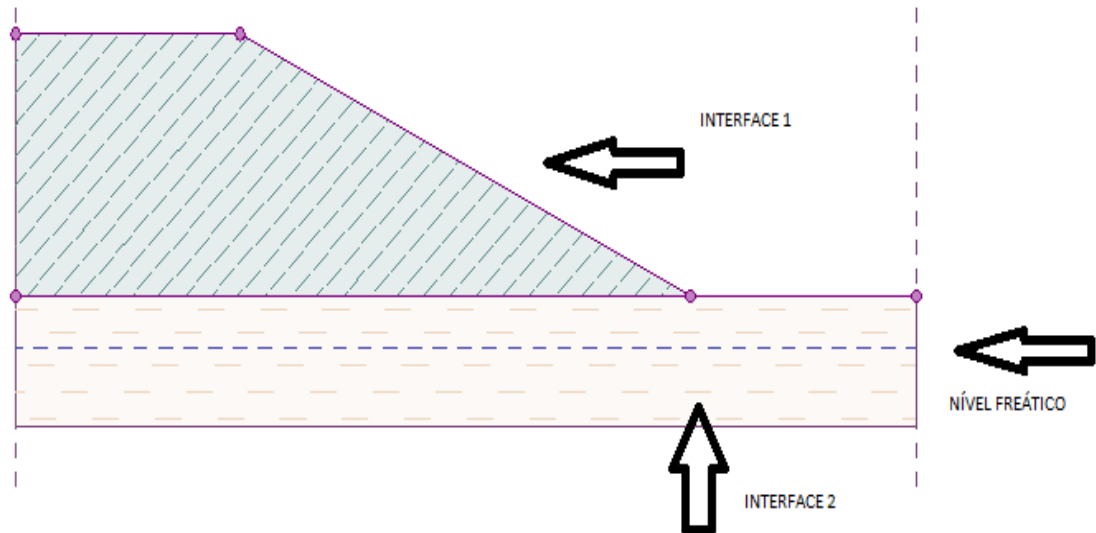
Fonte: Maragon, 2016

No talude foram usados dois tipos *interfaces* para dividir os solos, na base foi usado um solo argiloso. Os parâmetros analisados por Santos (1997) são:

- Peso específico seco - 14.7 kN/m^3 ;
- Estado de tensão – Total;
- Ângulo de atrito interno – 0° , não drenado;
- Coesão do solo – 9.4 kPa ;
- Peso específico saturado – 15.42 kN/m^3 .

Os parâmetros, nomeados na *interface* 2 que está representada na Figura 42, com nível freático também mostrado. A *interface* na parte superior da base foi sendo alterada de acordo com o teor de borracha incorporada no solo.

Figura 42. Interface realizada



A interface 1 foi definida e analisada da seguinte forma, na sequência:

- Teor com 0% de borracha;
- Teor com 2% de borracha;
- Teor com 5% de borracha;
- Teor com 10% de borracha;
- Teor com 25% de borracha.

Resultados da coesão e ângulo de atrito

Para o solo sem borracha:

Peso específico seco – 14,42 kN/m³;

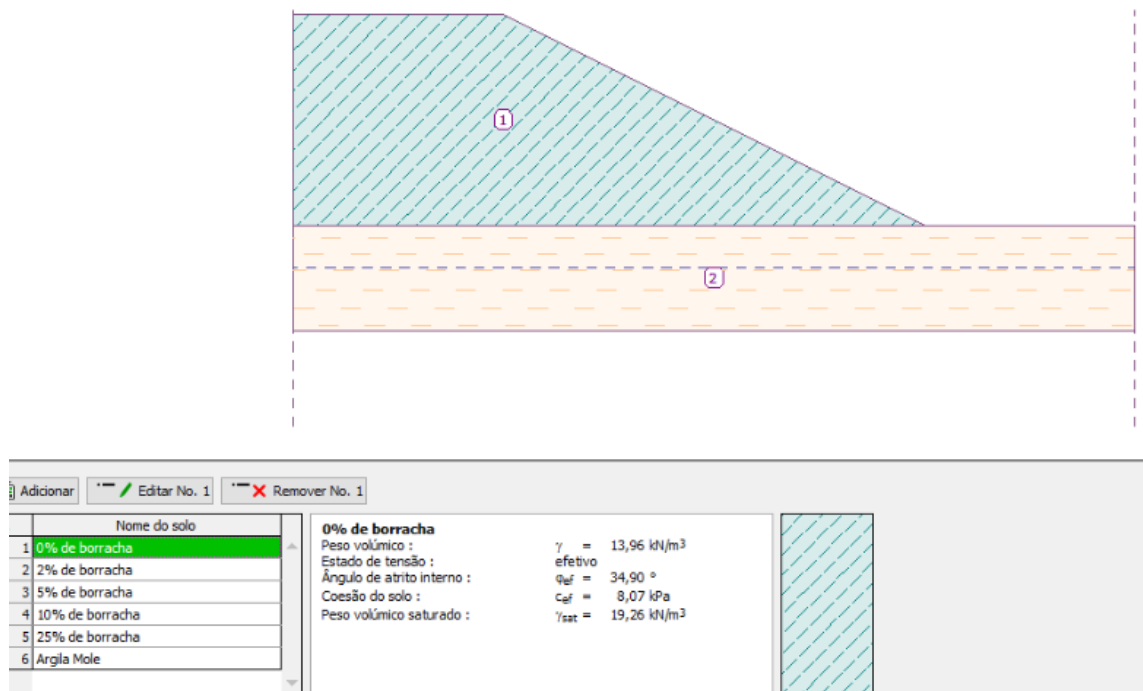
Estado de tensão – efetiva;

Ângulo de atrito interno – 34,9°;

Coesão do solo – 8,07 kPa;

Peso específico saturado – 19,26 kN/m³.

Figura 43. Solo sem borracha



Para o solo com teor de 2% borracha:

Peso específico seco – 14.69 kN/m³;

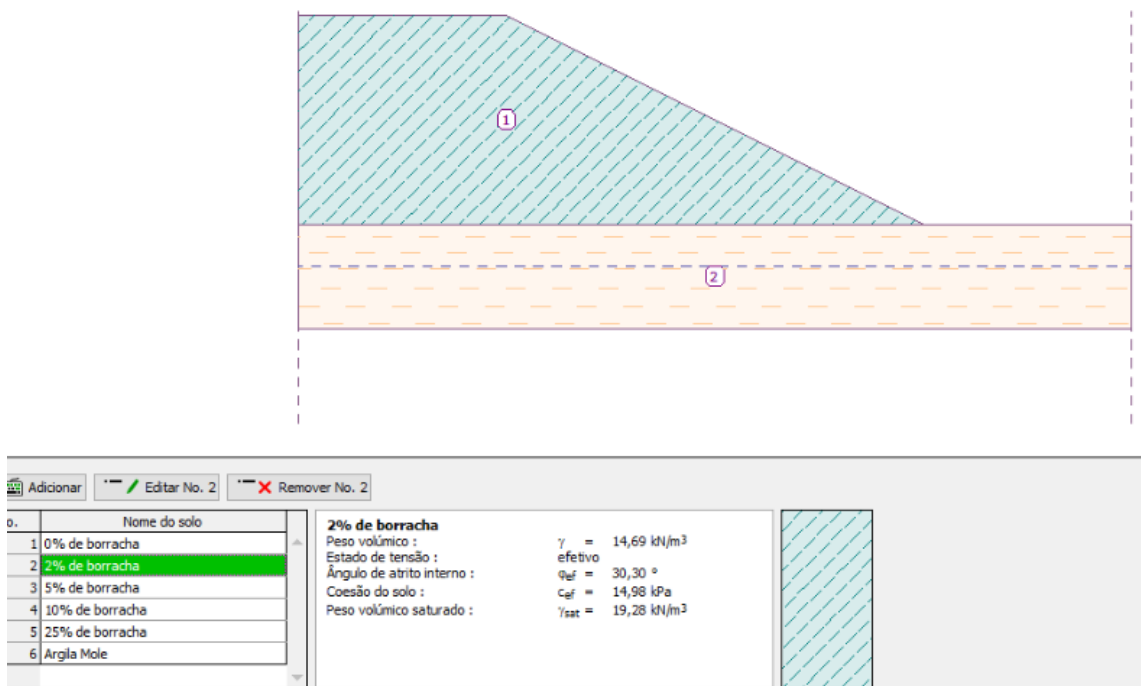
Estado de tensão – efetiva;

Ângulo de atrito interno – 30.3°;

Coesão do solo – 14.98 kPa;

Peso específico saturado – 19.28 kN/m³.

Figura 44. Teor 2%



Para o solo com teor de 5% borracha:

Peso específico seco – 14.34 kN/m³;

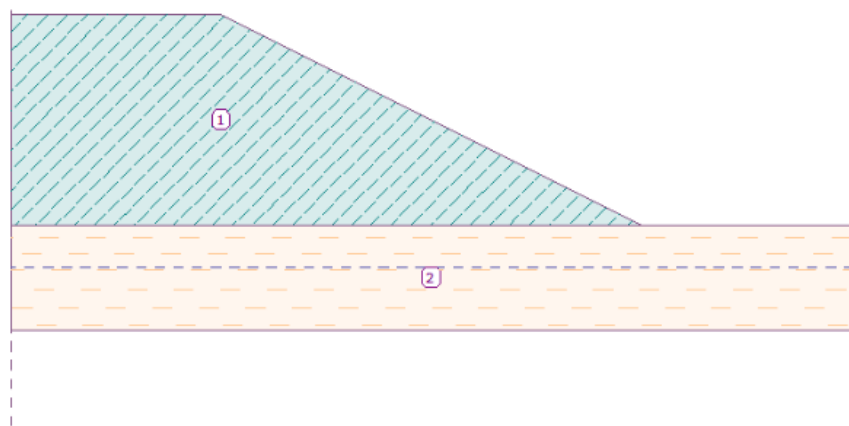
Estado de tensão – efetiva;

Ângulo de atrito interno – 30.0°;

Coesão do solo – 15.88 kPa;

Peso específico saturado – 19.39 kN/m³.

Figura 45. Teor 5%



Adicionar		Editar No. 3	Remover No. 3
	Nome do solo		
1	0% de borracha		
2	2% de borracha		
3	5% de borracha		
4	10% de borracha		
5	25% de borracha		
6	Argila Mole		

5% de borracha	
Peso volumico :	$\gamma = 14,34 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão :	efetivo
Ângulo de atrito interno :	$\phi_{ef} = 30,00^\circ$
Coesão do solo :	$c_{ef} = 15,88 \text{ kPa}$
Peso volumico saturado :	$\gamma_{sat} = 19,39 \text{ kN/m}^3$

Para o solo com teor de 10% borracha:

Peso específico seco – 13.76 kN/m³;

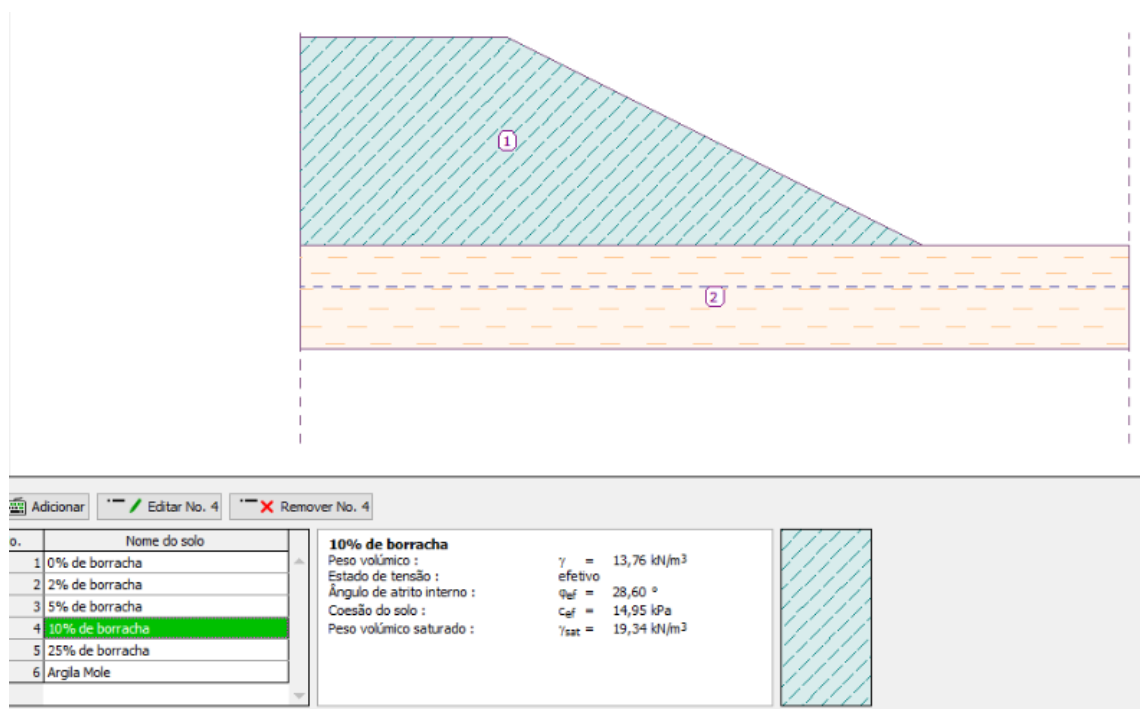
Estado de tensão – efetiva;

Ângulo de atrito interno – 28.6°;

Coesão do solo – 14.95 kPa;

Peso específico saturado – 19.34 kN/m³.

Figura 46. Teor 10%



Para o solo com teor de 25% borracha:

Peso específico seco – 11.67 kN/m³;

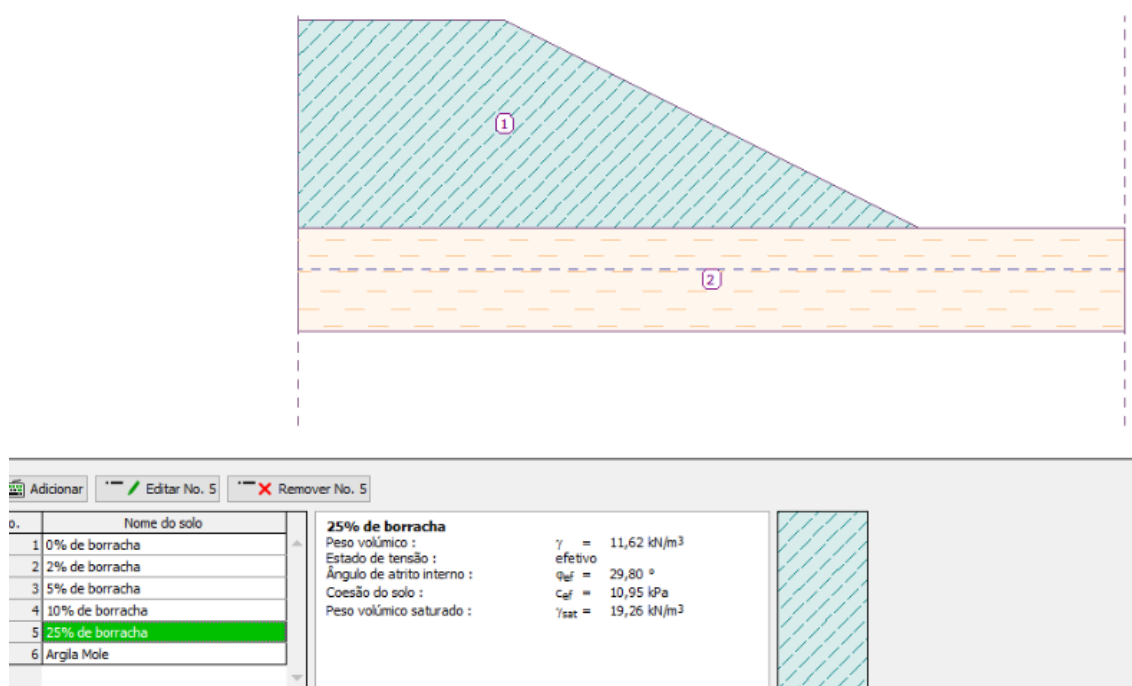
Estado de tensão – efetiva;

Ângulo de atrito interno – 29.8°;

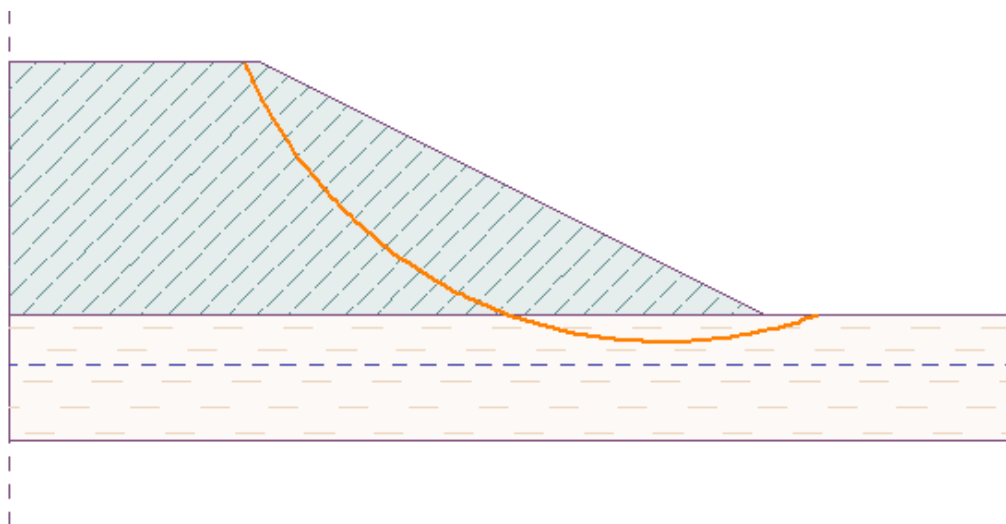
Coesão do solo – 10.95 kPa;

Peso específico saturado – 19.26 kN/m³.

Figura 47. Teor 25%



Após definidos os parâmetros de entrada e eles inseridos no programa, foi realizado uma cunha de ruptura genérica para todos os casos.

Figura 48. Cunha de ruptura

Legenda: Cunha marcada como linha laranja

Com a cunha feita começou a análise. O método usado para definir a ruptura foi Bishop Simplificado.

Para o solo sem teor de borracha:

Verificação de estabilidade de talude (BISHOP):

- Soma de forças ativas: $F_a = 401.95 \text{ kN/m}$
- Soma de forças passivas: $F_p = 594.10 \text{ kN/m}$
- Momento de deslizamento: $M_a = 7229.09 \text{ kN/m}$
- Momento de resistência; $M_p = 10685.00 \text{ kN/m}$
- ***Fator de segurança = 1.48 < 1.50 - Estabilidade não verifica***

Para o solo com teor de 2% borracha:

Verificação de estabilidade de talude (BISHOP):

- Soma de forças ativas: $F_a = 424.06 \text{ kN/m}$
- Soma de forças passivas: $F_p = 642.55 \text{ kN/m}$
- Momento de deslizamento: $M_a = 7628.86 \text{ kN/m}$
- Momento de resistência; $M_p = 11559.48 \text{ kN/m}$
- ***Fator de segurança = 1.52 > 1.50 - Estabilidade verifica***

Para o solo com teor de 5% borracha:

Verificação de estabilidade de talude (BISHOP):

- Soma de forças ativas: $F_a = 413.95 \text{ kN/m}$
- Soma de forças passivas: $F_p = 644.16 \text{ kN/m}$
- Momento de deslizamento: $M_a = 7447.10 \text{ kN/m}$
- Momento de resistência; $M_p = 11588.39 \text{ kN/m}$
- ***Fator de segurança = 1.56 > 1.50 - Estabilidade verifica***

Para o solo com teor de 10% borracha:

Verificação de estabilidade de talude (BISHOP):

- Soma de forças ativas: $F_a = 397.21 \text{ kN/m}$
- Soma de forças passivas: $F_p = 604.94 \text{ kN/m}$
- Momento de deslizamento: $M_a = 7145.89 \text{ kN/m}$
- Momento de resistência; $M_p = 10882.90 \text{ kN/m}$
- ***Fator de segurança = 1.52 > 1.50 - Estabilidade verifica***

Para o solo com teor de 25% borracha:

Verificação de estabilidade de talude (BISHOP):

- Soma de forças ativas: $F_a = 335.44 \text{ kN/m}$
- Soma de forças passivas: $F_p = 521.96 \text{ kN/m}$
- Momento de deslizamento: $M_a = 6034.54 \text{ kN/m}$
- Momento de resistência; $M_p = 9390.03 \text{ kN/m}$
- ***Fator de segurança = 1.56 > 1.50 - Estabilidade verifica***

A borracha modificou as características de do solo. A partir de 0 a 5% de borracha adicionado na mistura, a coesão do solo aumentou até um valor próximo de 16 kPa, que fica subentendido que a coesão do solo natural foi duplicada. Quando a adição de mais do que 5% de borracha, a coesão da mistura diminuiu, mas manteve-se maior do que a coesão do solo natural.

Considerando a análise do fator de segurança, o solo sem borracha não atendeu aos critérios de estabilidades, e para os teores de borracha, apresentou FS acima de 1.5.

6. CONCLUSÕES

Este estudo buscou na literatura e em programas computacionais da identificação dos métodos de cálculo e as variáveis que influenciam o Fator de Segurança no cálculo de estabilidade de taludes

A revisão bibliográfica indicou os principais métodos de cálculo conhecidos, identificando sua aplicação e metodologia empregada para a obtenção dos resultados de segurança.

A análise paramétrica, com o programa Slope/W da Geoslope, contribuiu para verificar a influência de cada variável no resultado do Fator de Segurança. Com isso conclui que com o aumento da coesão obteve-se o um aumento nos resultados de FS, e com o aumento do teor de borracha o ângulo de atrito diminui.

O fator de segurança pra uma mistura de 5%, obteve o melhor resultado, com FS gerado de 1,56, o mesmo para o a mistura de 25%.

O que não ficou evidente é o porquê dos resultados para os teores de 5 e 25% serem iguais, sendo que era esperado o aumento e não essa variação. A explicação pode se dada através do ensaio de cisalhamento direto que é um equipamento muito rústico, pouco preciso, e assim, os resultados podem oscilar. Ademais, os resultados variaram dentro da faixa esperada do cisalhamento direto.

7. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo como referência os resultados obtidos, entende-se fundamental o aprofundamento do tema por meio de trabalhos futuros. Assim, torna-se pertinente expor sugestões, tais como:

- Mudar o solo;
- Fazer e validar em campo;
- Outros teores de borracha;
- Avaliar por ensaio Triaxial e validar por *Software*;
- Mudar a granulometria;
- A mistura de solo com borracha em outros tipos de construções na Engenharia Civil.

REFERÊNCIAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. Norma ABNT NBR 10004:2004. Disponível em: . Acesso em: 25/08/2015.

ANIP - Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos. Reciclanip. Disponível em: . Acesso em: 21/09/2015.

BRASIL. Ministério dos Transportes - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Norma DNIT 111/2009 - Especificação de material. Disponível em: . Acesso em: 30/04/2016.

BRASIL. Decreto Lei nº 12.305, agosto de 10. Aprova a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS). Disponível em: . Acesso em: 20/08/2015.

BRASIL. Resolução CONAMA nº 416, de 30 de setembro de 2009. Dispõe sobre a prevenção à degradação ambiental causada por pneus inservíveis e sua destinação ambientalmente adequada. Publicada no DOU Nº 188, de 01/10/2009, págs. 64-65. Disponível em: . Acesso em: 30/04/2016. BRASIL.

Resolução CONAMA nº 264, de 26 de agosto de 1999. Licenciamento de fornos rotativos de produção de clínquer para atividades de co-processamento de resíduos. Publicada no DOU nº 54, 20/03/00, Seção 1, páginas 80-83.

AASHTO *Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials: Washington, DC, 1986.

Maciej Sienkiewicz , Justyna Kucinska-Lipka, Helena Janik, Adolf Balas, Progress in used tyres management in the European Union. Waste Management Elsevier 2012

Ayşe Edinçliler , Gökhan Baykal , Altug Saygılı , Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction, Waste Management, Elsevier 2009.

Edinçliler, A. & Cagatay, A. Weak subgrade improvement with rubber fibre inclusions. Geosynthetics International, 2013.

Sungmin Yoon, Monica Prezzi , Nayyar Zia Siddiki , Bumjoo Kim, Construction of a test embankment using a sand–tire shred mixture as fill material, Waste Management, Elsevier 2005.

NORMA DNIT 172/2016 – ME - Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio

BVRIO – Bolsa Verde do Rio de Janeiro. Créditos de Destinação Final Adequada de Pneus. Disponível em: . Acesso em: 25/08/2015.

BVRIO – Bolsa Verde do Rio de Janeiro. Relatório de Atividades 2011-2013. Disponível em: . Acesso em: 25/08/2015.

IBAMA - Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. Relatório de Pneumáticos - Ano 2012, Dados apresentados no Relatório de Pneumáticos – Resolução CONAMA nº. 416/2009 do CTF. Agosto de 2012. Disponível em: . Acesso em: 27/09/2015.

IBAMA - Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. Relatório de Pneumáticos 2013 - Resolução Conama nº. 416/2009, Dados apresentados no Relatório de Pneumáticos – Resolução CONAMA nº. 416/2009 do CTF. Disponível em: . Acesso em: 27/09/2015.

IBAMA - Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. Relatório de Pneumáticos Out/2009 – Dez/2010 (Versão 2), Dados apresentados no Relatório de Pneumáticos – Resolução CONAMA nº. 416/2009 do CTF. Disponível em . Acesso em: 27/09/2015.

IBAMA - Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. Relatório de Pneumáticos Out/2009 – Dez/2010. Agosto, 2011.

VARGAS, M., Introdução a mecânica dos solos. São Paulo: MacGraw Hill, 1978

VILLIBOR, D.F., NOGAMI, J.S., CINCERRE, J.R., SERRA, P.R.M. & NETO, A.Z., Pavimentos de baixo custo para vias urbanas: bases alternativas com solos lateríticos. São Paulo: Arte & Ciência, 2007.

Mecânica Solos Fundamentos -vol1-6ed – Caputo

BRAJA M. DAS - Introduction to Soil Mechanics – 1979

SENÇO, Wlastermiller de. Manual de Técnicas de Pavimentação: volume 1. 2. ed. São Paulo, Pini, 2007.

DAS, Braja M.; EZ2 Translate; MIRANDA, Leonardo F. R. (Rev. téc.). Fundamentos de engenharia geotécnica. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

CAPUTO, H. P. - Curso de Mecânica dos Solos e Fundações. Escola Politécnica da Universidade Católica - Notas de aulas – 1954

CAPUTO, H. P. - Mecânica dos Solos para Uso de Engenheiros Rodoviários – 2º edição – 1961

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. São Paulo: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 6ª edição, v. 1, 1989.

AUGUSTO FILHO, O. “Caracterização Geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica”. 1ª Conferencia Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, 1992.

CARVALHO, P. A. S. “Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas: manual de geotecnia”. Poli – USP.

FREIRE, E.S.M. “Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática”. Rio de Janeiro, Revista Construção, 1965. p, 10-18.

GUIDICINI, G. NIEBLE, C.M.. “Estabilidade de taludes naturais e de escavação”. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1976.

MASSAD, F. “A importancia da observação e manutenção periódica para garantir a eficácia de obras de estabilização de taludes naturais em caso concreto”. COBRAMSEG, 2006.

MAGALHÃES, J.A.C(1990), “Escorregamento de Base de um talude em solo residual de rocha metamórfica granulítica”.73-98p. Dissertação de Mestrado.Universidade Federal do Rio Grande do Sul –Porto Alegre.Rio Grande do Sul.

OLIVEIRA, J.B.; CAMARGO, M.N; ROSSI, M.; CALDERANO FILHO, B. 1999. Mapa pedológico do Estado de São Paulo: legenda expandida. Campinas: Instituto Agrônômico; Rio de Janeiro: Embrapa-solos. 64p.

PINTO, C.S., GOBARA, W. PERES, J. E. E. P. & NADER, J. J. “Propriedades dos solos residuais”. Solos do Interior de São Paulo. São Carlos, 1993. Pág. 97 – 144.

STOCHALAK, J.. “The classification of slope deposit from engineering geological point of view”. En: Anais. International Congress of Engineering Geology, 2, v.2: ,V27.1- V27.12. IAEG. São Paulo, 1974.

TERZAGHI, K.. “Erdbaumechnik auf bodenphysikalischer Grundlage”. Deuticke, Leipzig 1925.

TERZAGHI, K. “Mecanismos dos escorregamentos de terra”. (Tradução de Mechanics of landslides, 1950, 167 p.). In: Revista Politécnica, USP, 41 p., 1967.

VARNES, D. J. Landslide types and processes. In: ECKEL, E. B. (Ed.). “Special report 29: landslides and engineering practice”. Washington, DC: National Research Council, 1958. p 20-47.

WOLLE, C. M.. “Estabilidade de taludes naturais e de corte”. p.575 – 576.

WOLLE, C. M. “Taludes naturais - mecanismos de instabilização e critérios de segurança”. 1980, 345 p, Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo.

WOLLE, C. M. “Slope stability” . In: international conference on tropical lateritic and saprolitic soils, (Discussion), Brasília, Progress Report. 1985, t.3.2, v. 1, 51 p.

MELLO, VICTOR F. B. - TEIXEIRA, A. H. - Mecânica dos Solos, Fundações e Obras de Terra. Publicações n°s 35 (1960) e 57 (1961) da Escola de Engenharia de São Carlos

TERZAGHI, K. - PECK, R. B. - Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia. Tradução de- A. J.

VARELA, Marcio. Apostila de estruturas de contenção, IFRN, Natal.

Manual de Obras Rodoviárias e Pavimentação Urbana Execução e Fiscalização - Elci Pessoa Júnior, PINI 2014

NBR 15115 - Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos

Manual de Pavimentação – DNIT 2006

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO guide for design of pavement structures. Washington, USA, 1986.

ABGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Geologia de engenharia. São Paulo: Editores Antonio Manoel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves Brito, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de Taludes.

BIBLIOTECA UNIVERSITÁRIA MÁRIO OSÓRIO MARQUES (org). Trabalhos acadêmicos: apresentação, referências e citações. Ijuí: Ed. UNIJUÍ, 2004. (Série Educação 85).

BONAFÉ, Leandro et al. Estudo da resistência de um solo compactado. Ijuí, 2003. Relatório de Estágio Supervisionado II (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2003.

BONAFÉ, Leandro. Estudo da resistência de um solo residual de basalto estabilizado e reforçado. 2004. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2004.

HORST, Rafael. Avaliação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciço terroso. 2007. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2007.

Frabrin, Amanda. Uso de banco de dados com aplicações de correlações para a estimativa de parâmetros geotécnicos de argilas moles de Florianópolis. UFSC, 2007.

Pereira, Tonismar. Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra – Universidade Federal de Santa Maria, 2013.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos. 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988a.

Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos. 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 2, 1988b.

Lima, Cleverson Alves, Avaliação da estabilidade de taludes em áreas de risco de movimento de massa por meio de ensaios de campo na área urbana de Viçosa – MG, 1981.

CARDOSO, Dr Francisco Ferreira. Sistemas de Contenção. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

FIORI, Alberto Pio, CARMIGNANI, Luigi. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade dos taludes. Curitiba: Editora da UFPR, 2001.

GEO-SLOPE. Slope/W for slope stability analysis – User's Guide Version 5. Geo Slope International Ltd. Calgary, Alberta, Canadá, 1991.

GUIDICIN I, Guido, NIEBLE, Carlos Manuel. Estabilidade de taludes. São Paulo, 2 edição: Oficina de Textos, 2016.

GERSOVICH, Denise M. S. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Editora Edgar Blücher, 2006.

MACHADO, Sandro Lemos, MACHADO, Miriam de Fátima. Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios. Salvador, 1997.

LAMBE, T. William & WHITMAN, Robert V. Mecânica de suelos. México: Editorial Limusa S.A., 1974.

Mattos, Kelly Cristina. Processos de Instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313.. São Carlos, 2009.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 2a ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2002.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso básico de mecânica dos solos. 3a ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.

DA SILVA, C.C. Comportamento de solos siltsos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

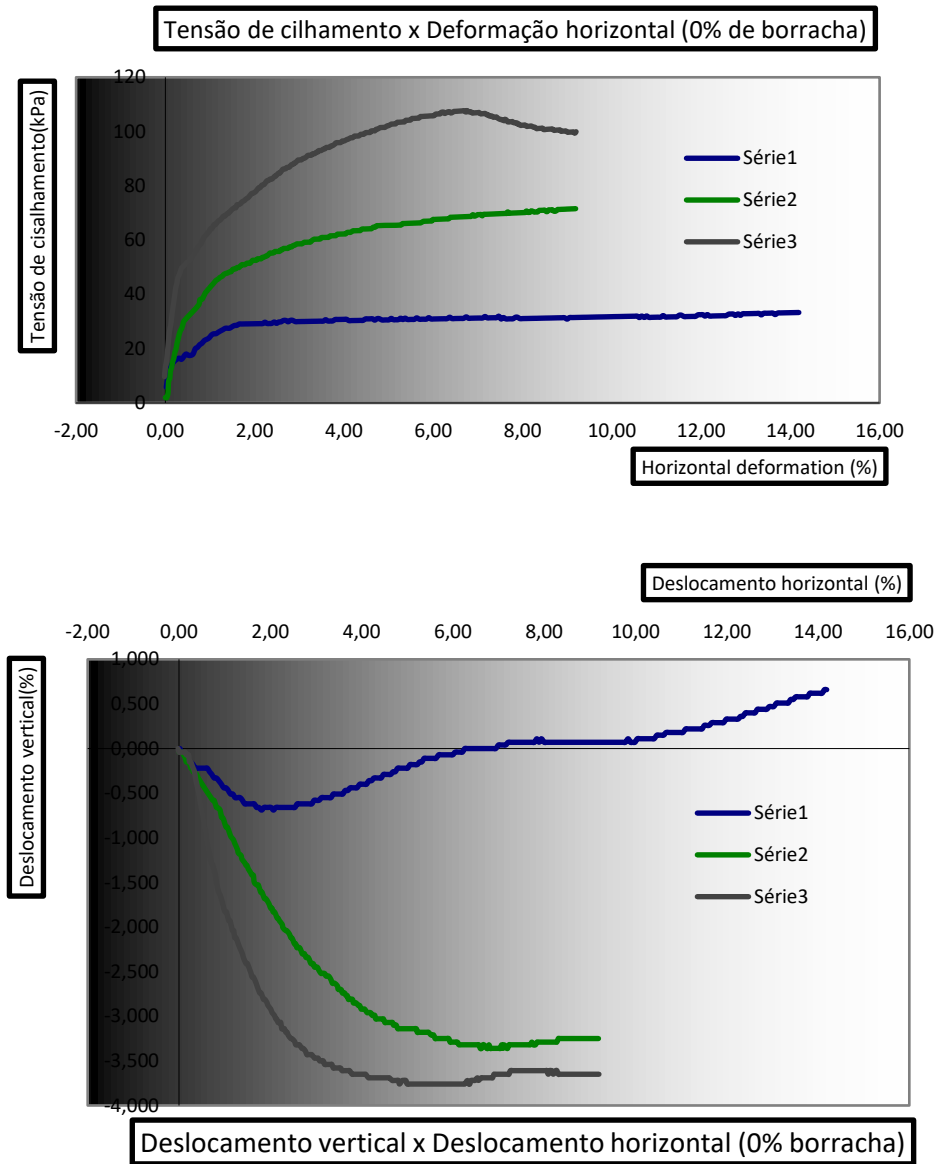
VIECILI, Cristiano. Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2004.

HIGASHI, Rafael Augusto dos Reis. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Área de concentração: Infraestrutura e Gerencia Viária). UFSC, 2006.

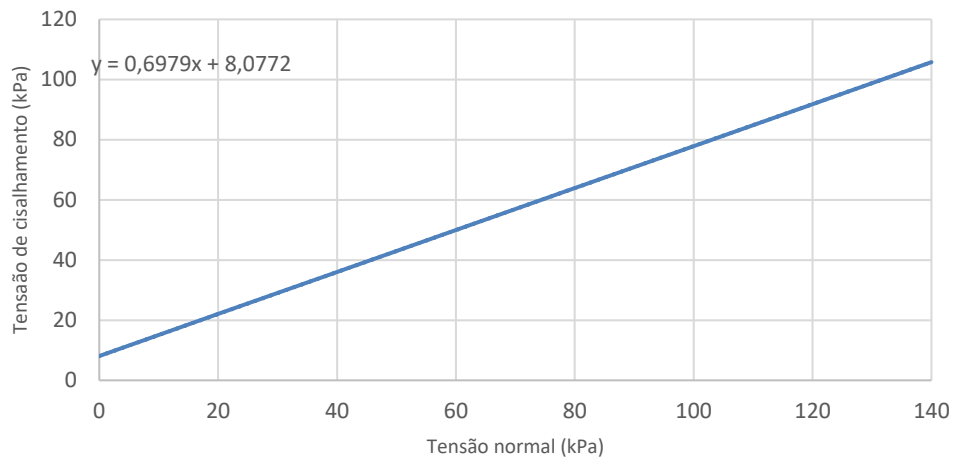
SANTOS, G. T. Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia. Tese de Doutorado – UFRGS, Porto Alegre, 1997.

SHAKRI M. S. Effect of Rubber Powder and Lime on Slope Failure in Clay Soil, vol.21. 2016.

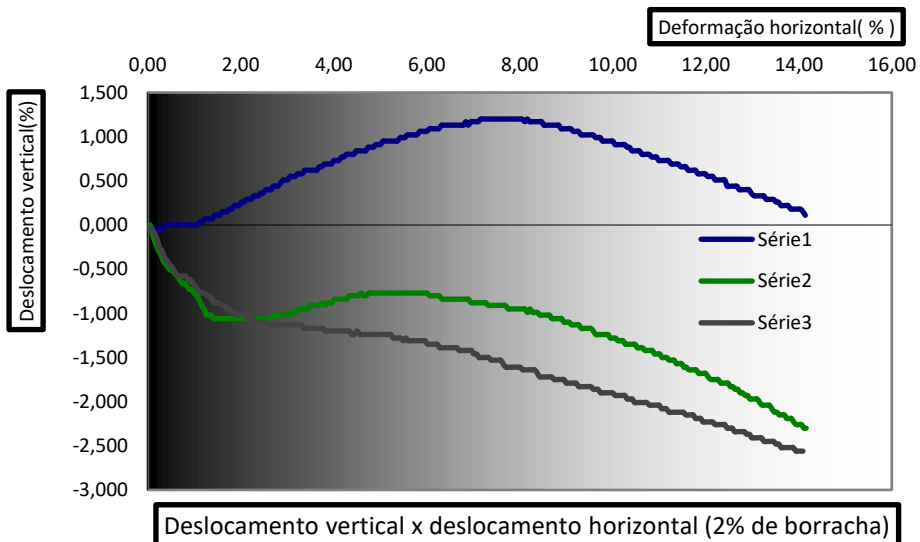
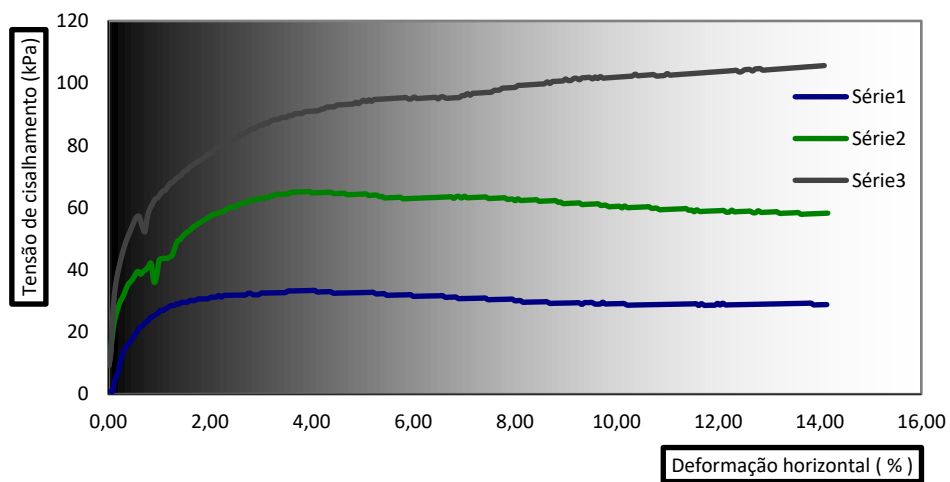
ANEXO A

Gráficos de cisalhamentos

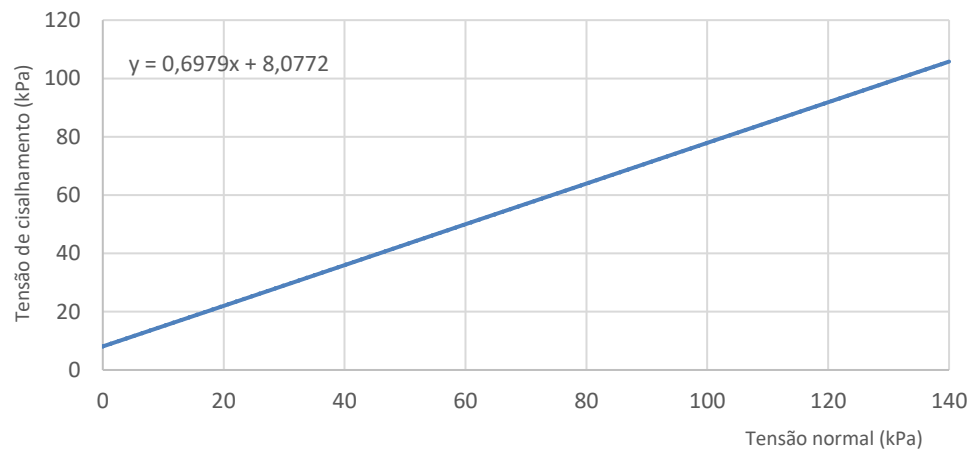
Tensão de cisalhamento x Tensão normal (0% de borracha)



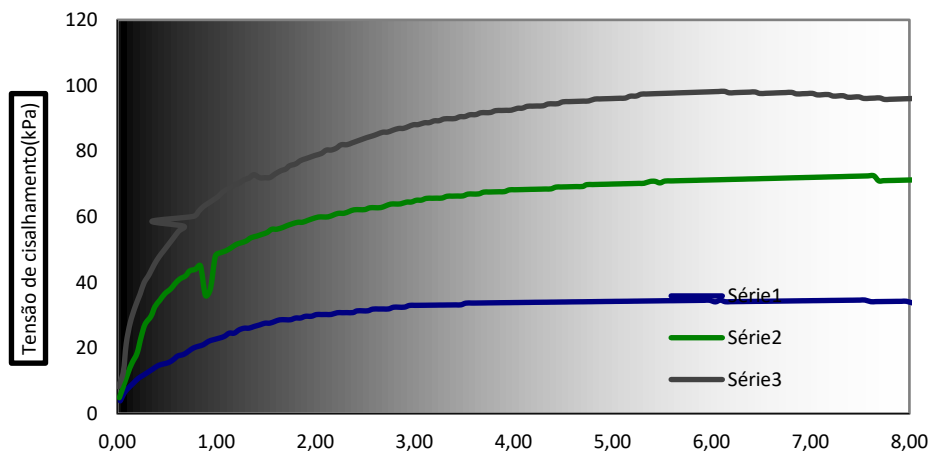
Deformação de cisalhamento x Deformação horizontal (2% de borracha)



Tensão de cisalhamento x Tensão normal (2% de borracha)

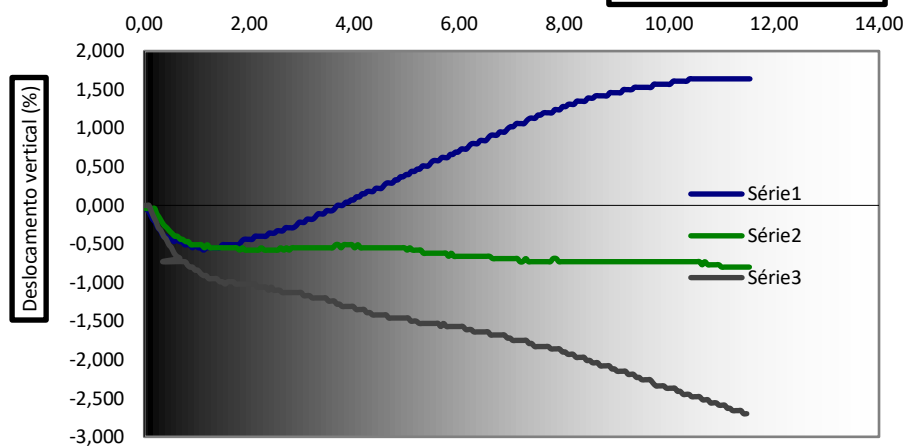


Tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal (5% de borracha)



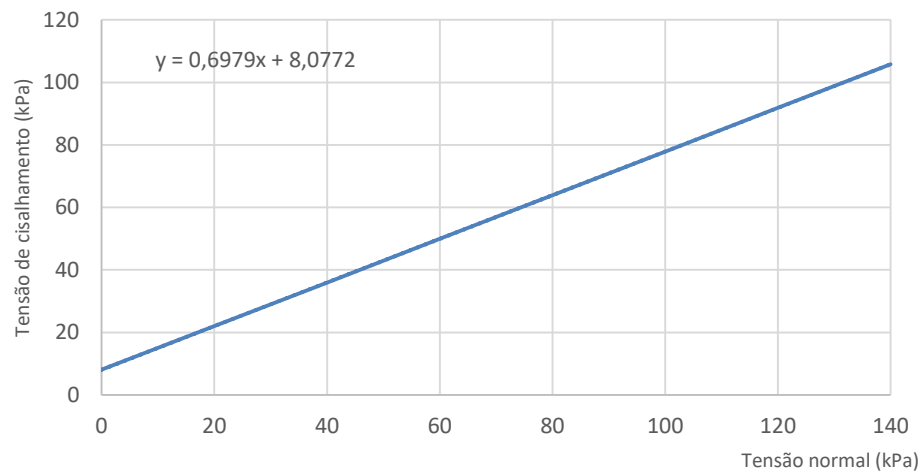
Deslocamento horizontal (5% de borracha)

Deslocamento horizontal (%)

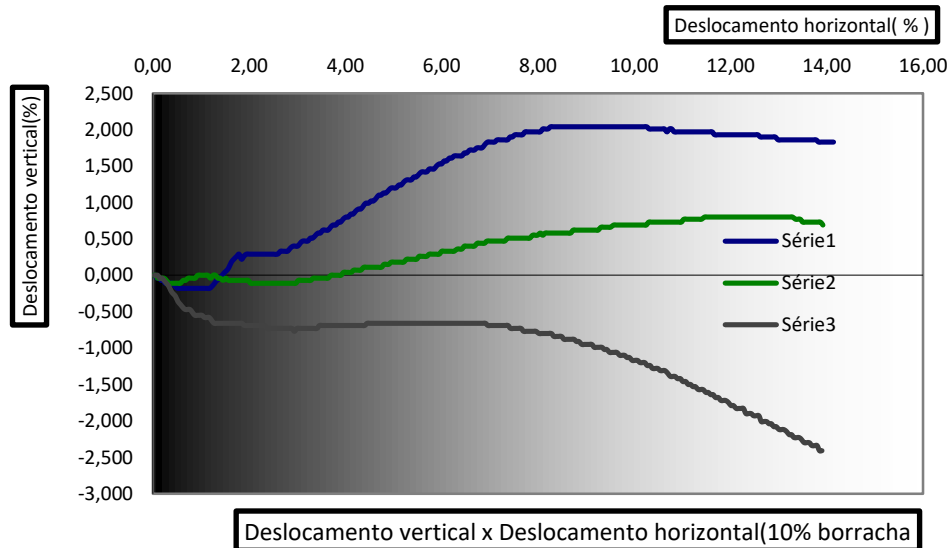
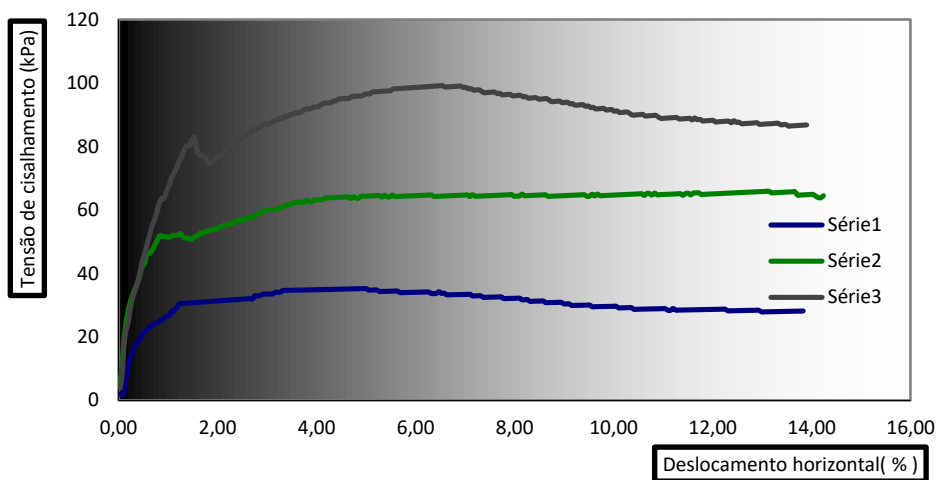


Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal (5% borracha)

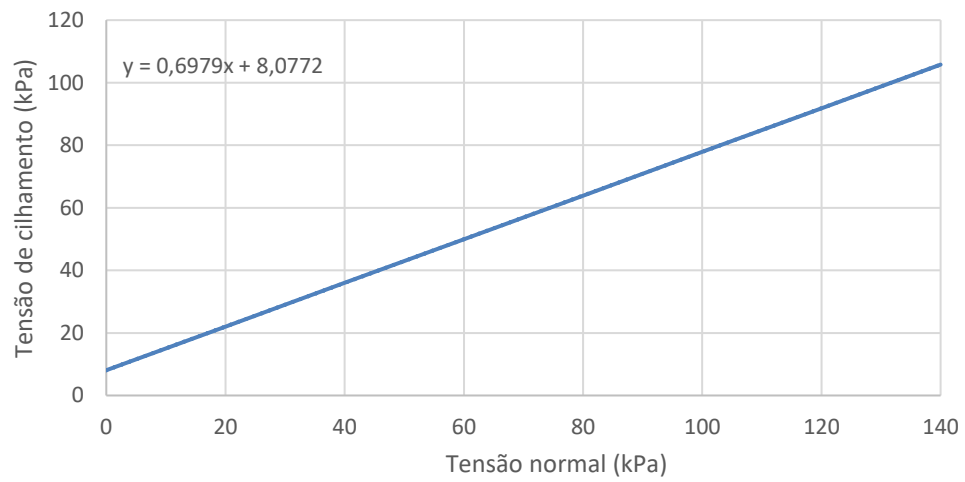
Tensão de cisalhamento x Tensão normal (5% de borracha)



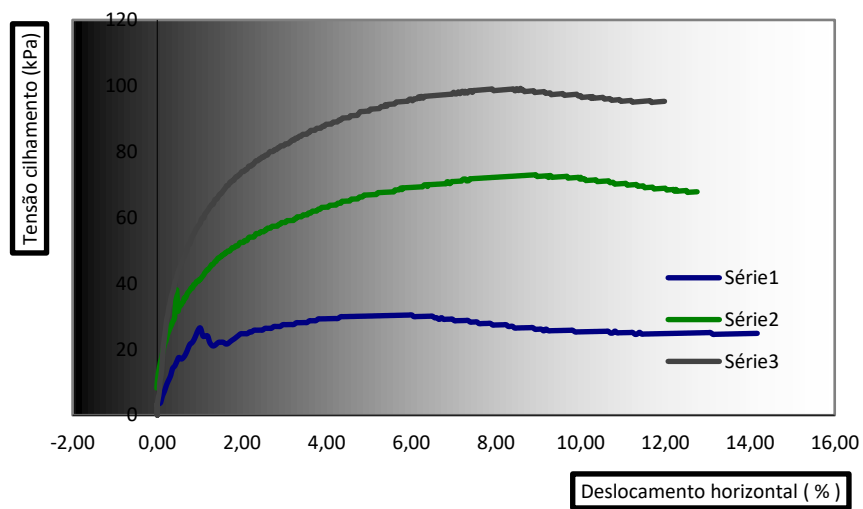
Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal (10% borracha)

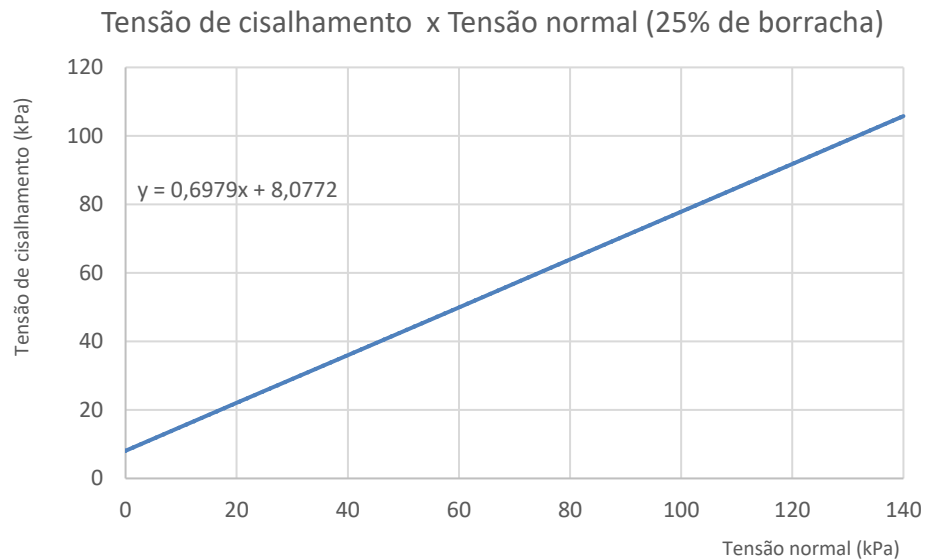
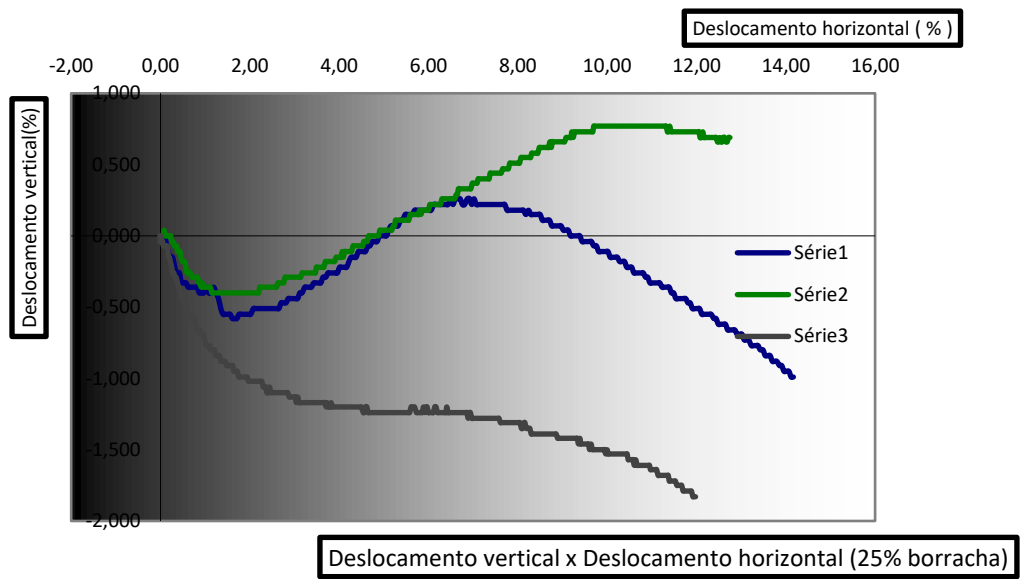


Tensão de cisalhamento x Tensão normal (10% de borracha)



Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal (25% horizontal)





APÊNDICE

Teor 0% de Borracha

Estágio 1

Teor de Umidade		
Cápsula N°	11	277
Peso da Cápsula (g)	18.70	16.25
Cápsula + Solo Úmido (g)	42.25	39.83
Cápsula + Solo seco (g)	37.12	34.63
Teor de Umidade	27.85%	28.29%
Teor de Umidade Médio	28.1%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	153.63
Peso do Anel + Solo (g):	505.91
Peso Específico Natural (g/cm ³):	1.71
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.33
Pressão Normal (KPa):	31.35
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	1.10

Estágio 2

Teor de Umidade			
Cápsula N°	1	12	c19
Peso da Cápsula (g)	20.32	12.14	13.34
Cápsula + Solo Úmido (g)	42.42	35.37	32.82
Cápsula + Solo seco (g)	37.50	30.22	28.47
Teor de Umidade	28.64%	28.48%	28.75%
Teor de Umidade Médio	28.6%		

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	162.57
Peso do Anel + Solo (g):	543.28
Peso Específico Natural (g/cm ³):	1.84
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.43
Pressão Normal (KPa):	74.10
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	0.95

Estágio 3

Teor de Umidade			
Cápsula N°	c17	71	890
Peso da Cápsula (g)	14.43	14.52	24.30
Cápsula + Solo Úmido (g)	37.53	38.05	47.50
Cápsula + Solo seco (g)	32.40	32.75	42.35
Teor de Umidade	28.55%	29.07%	28.53%
Teor de Umidade Médio	28.7%		

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	165.64
Peso do Anel + Solo (g):	579.18
Peso Específico Natural (g/cm ³):	2.00
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.56
Pressão Normal (KPa):	121.60
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	0.80

Resultados

Corpo de prova	Umidade	Peso Específico Seco (g/cm ³)	Eo (Índice de Vazios)	Tensão Cisalhante Ruptura (kPa)	Tensão Normal Ruptura (kPa)
Estágio 1	28.07%	1.33	1.10	30.80	32.67
Estágio 2	28.62%	1.43	0.95	62.27	77.43
Estágio 3	28.72%	1.56	0.80	96.54	126.85

Teor 2% de Borracha

Estágio 2

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	C17	39
Peso da Cápsula (g)	14.44	14.28
Cápsula + Solo Úmido (g)	49.69	47.97
Cápsula + Solo seco (g)	42.05	40.67
Teor de Umidade	27.67%	27.66%
Teor de Umidade Médio	27.7%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	162.57
Peso do Anel + Solo (g):	543.28
Peso Específico Natural (g/cm ³):	1.84
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.44
Pressão Normal (KPa):	74.10
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	0.94

Estágio 3

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	13	C15
Peso da Cápsula (g)	14.21	13.5
Cápsula + Solo Úmido (g)	43.44	47.5
Cápsula + Solo seco (g)	37.13	40.16
Teor de Umidade	27.53%	27.53%
Teor de Umidade Médio	27.5%	

Resultados

Corpo de prova	Umidade	Peso Específico Seco (g/cm³)	Eo (Índice de Vazios)	Tensão Cisalhante Ruptura (kPa)	Tensão Normal Ruptura (kPa)
Estágio 2	27.67%	1.44	0.94	65.17	77.26
Estágio 3	27.53%	1.57	0.78	90.97	126.84

Teor 5% de Borracha

Estágio 1

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	35	48
Peso da Cápsula (g)	15.53	15.03
Cápsula + Solo Úmido (g)	38.51	38.05
Cápsula + Solo seco (g)	32.40	32.75
Teor de Umidade	36.22%	29.91%
Teor de Umidade Médio	33.1%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	153.63
Peso do Anel + Solo (g):	505.91
Peso Específico Natural (g/cm³):	1.71
Peso Específico Seco (g/cm³):	1.28
Pressão Normal (KPa):	31.35
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	1.18

Resultados

Corpo de prova	Umidade	Peso Específico Seco (g/cm³)	Eo (Índice de Vazios)	Tensão Cisalhante Ruptura (kPa)	Tensão Normal Ruptura (kPa)
Estágio 1	33.06%	1.28	1.18	34.41	33.73

Teor 10% de Borracha

Estágio 1

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	5	272
Peso da Cápsula (g)	17.32	16.5
Cápsula + Solo Úmido (g)	56.65	35.26
Cápsula + Solo seco (g)	48.16	31.17
Teor de Umidade	27.53%	27.88%
Teor de Umidade Médio	27.7%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	153.63
Peso do Anel + Solo (g):	505.91
Peso Específico Natural (g/cm ³):	1.71
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.34
Pressão Normal (KPa):	31.35
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	1.09

Estágio 2

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	4	23C
Peso da Cápsula (g)	16.03	11.65
Cápsula + Solo Úmido (g)	41.83	48.48
Cápsula + Solo seco (g)	36.39	40.58
Teor de Umidade	26.72%	27.31%
Teor de Umidade Médio	27.0%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	162.57
Peso do Anel + Solo (g):	543.28
Peso Específico Natural (g/cm ³):	1.84
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.45
Pressão Normal (KPa):	74.10
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	0.93

Estágio 3

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	39	C17
Peso da Cápsula (g)	14.29	14.44
Cápsula + Solo Úmido (g)	44.03	48.29
Cápsula + Solo seco (g)	37.66	41.08
Teor de Umidade	27.26%	27.06%
Teor de Umidade Médio	27.2%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	165.64
Peso do Anel + Solo (g):	579.18
Peso Específico Natural (g/cm ³):	2.00
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.58
Pressão Normal (KPa):	121.60
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	0.78

Resultados

Corpo de prova	Umidade	Peso Específico Seco (g/cm³)	Eo (Índice de Vazios)	Tensão Cisalhante Ruptura (kPa)	Tensão Normal Ruptura (kPa)
Estágio 1	27.70%	1.34	1.09	31.84	32.18
Estágio 2	27.01%	1.45	0.93	56.72	74.17
Estágio 3	27.16%	1.58	0.78	82.59	124.87

Teor 25% de Borracha

Estágio 1

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	C17	39
Peso da Cápsula (g)	14.44	14.28
Cápsula + Solo Úmido (g)	40.14	35.54
Cápsula + Solo seco (g)	34.26	30.81
Teor de Umidade	29.67%	28.61%
Teor de Umidade Médio	29.1%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	153.63
Peso do Anel + Solo (g):	505.91
Peso Específico Natural (g/cm ³):	1.71
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.32
Pressão Normal (KPa):	31.35
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	1.12

Estágio 2

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	1	5
Peso da Cápsula (g)	16.13	17.32
Cápsula + Solo Úmido (g)	56.92	55.49
Cápsula + Solo seco (g)	48.08	47
Teor de Umidade	27.67%	28.61%
Teor de Umidade Médio	28.1%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	162.57
Peso do Anel + Solo (g):	543.28
Peso Específico Natural (g/cm ³):	1.84
Peso Específico Seco (g/cm ³):	1.44
Pressão Normal (KPa):	74.10
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797

Eo (Índice de Vazios):	0.94
--------------------------	------

Estágio 3

Teor de Umidade		
Cápsula Nº	802-302	31
Peso da Cápsula (g)	15.17	16.91
Cápsula + Solo Úmido (g)	47.29	54.76
Cápsula + Solo seco (g)	40.31	46.45
Teor de Umidade	27.76%	28.13%
Teor de Umidade Médio	27.9%	

Observações e Índices Físicos da Amostra	
Peso do Anel (g):	165.64
Peso do Anel + Solo (g):	579.18
Peso Específico Natural (g/cm³):	2.00
Peso Específico Seco (g/cm³):	1.57
Pressão Normal (KPa):	121.60
δ (Densidade Real das Partículas):	2.797
Eo (Índice de Vazios):	0.79

Corpo de prova	Umidade	Peso Específico Seco (g/cm³)	Eo (Índice de Vazios)	Tensão Cisalhante Ruptura (kPa)	Tensão Normal Ruptura (kPa)
Estágio 1	29.14%	1.32	1.12	27.48	32.33
Estágio 2	28.14%	1.44	0.94	58.5	76.47
Estágio 3	27.95%	1.57	0.79	81.82	126.76